

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет

Строительный

Кафедра

Железобетонные и каменные конструкции

СОГЛАСОВАНО

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой

Декан

В.Ф. Зверев

С.Н. Леонович

_____ 2018

_____ 2018

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ПО УЧЕБНОЙ
ДИСЦИПЛИНЕ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для специальности

1-70 02 01 – «Промышленное и граждан-
ское строительство»

Составители:

доцент Зверев В.Ф.

доцент Гринёв В.В.

доцент Хотько А.А.

доцент Рак Н.А.

доцент Шилов А.Е.

Рассмотрено и утверждено

На заседании Совета строительного факультета «10» июня 2018 протокол №10.

УДК 624.012.35

Авторы:

В.Ф. Зверев, В.В. Гринёв, А.А. Хотько, Н.А. Рак, Шилов А.Е.

Рецензенты:

В.М. Пилипенко директор РУП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.», д-р. техн. наук, профессор;

А.Р. Волик, декан инженерно-строительного факультета УО «Гродненский государственный университет имени Янки Купалы», канд. техн. наук. доцент.

Учебно-методическое пособие содержит полный курс изучения железобетонных и каменных конструкций, в соответствии с программой дисциплины и в соответствии требованиями действующих норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009*. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальности 1-70 02 01 – “Промышленное и гражданское строительство”, а так же может быть использовано при изучении курса студентами других специальностей

УДК 624.012.35

ISBN

© БНТУ, 2018
© В.Ф. Зверев, В.В. Гринёв, А.А.
Хотько, Н.А. Рак А.Е. Шилов 2018

Содержание

Цели и задачи дисциплины	5
Раздел 1. Основы теории расчета и конструирования железобетонных конструкций	8
Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне	8
Тема 1.2. Основные физико-механические свойства бетона.....	15
Тема 1.3 Арматура для железобетонных конструкций. Соединения арматуры. Арматурные изделия.....	35
Тема 1.4 Основные физико-механические свойства железобетона. Факторы, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона.....	41
Тема 1.5 Сущность предварительного напряжения	48
Тема 1.6 Теория сопротивления железобетона и значение экспериментальных исследований для ее развития.....	55
Тема 1.7 Основные положения метода расчета по допускаемым напряжениям, по разрушающим усилиям. Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям.....	64
Тема 1.8 Долговечность конструкций.....	70
Тема 1.9 Классификация методов расчета. Общий деформационный метод расчета	74
Тема 1.10 Упрощенный деформационный метод расчета.....	81
Тема 1.12 Метод предельных усилий.....	88
Тема 1.11 Расчет изгибаемых элементов тавровой формы сечения.....	93
Тема 1.14 Сопротивление железобетонного элемента срезу и формы разрушения по наклонному сечению	96
Тема 1.15 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси железобетонных элементов без поперечного армирования	99
Тема 1.16 Расчет элементов с поперечным армированием	102
Тема 1.17 Расчет сжатых и растянутых элементов. Величина случайного эксцентриситета.....	109
Тема 1.18 Учет продольного изгиба при расчете сжатых элементов	117
Перечень контрольных вопросов по 1 разделу.....	124
Раздел 2. Железобетонные конструкции гражданских зданий	127
Тема 2.1 Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий	127
Тема 2.2 Конструктивные решения многоэтажных зданий.....	135
Тема 2.3 Типы перекрытий. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами.....	148
Тема 2.4 Монолитные балочные перекрытия с плитами, опертыми по контуру	169
Тема 2.5 Сборно-монолитные балочные, монолитные, сборные и сборно-монолитные безбалочные перекрытия.....	176
Тема 2.6 Сборные балочные перекрытия	185
Тема 2.7 Конструирование и расчет элементов многоэтажных зданий.....	199
Перечень контрольных вопросов по 2 разделу.....	211

Раздел 3. Каменные и армокаменные конструкции.....	213
Тема 3.1 Каменные и армокаменные конструкции жилых, гражданских и промышленных зданий.....	213
.....	216
Тема 3.2 Расчет неармированной каменной кладки при сжатии	228
Тема 3.3 Армокаменные конструкции	230
Тема 3.4 Каменные конструкции.....	232
Перечень контрольных вопросов по 3 разделу.	242
Содержание практических занятий по 2-3 разделу	243
Раздел 4. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий	279
Тема 4.1 Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам	279
Тема 4.2 Поперечные и продольные рамы здания.....	285
Тема 4.3 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси... ..	290
Тема 4.4. Расчет железобетонных конструкций по деформациям.....	297
Тема 4.5. Конструктивные схемы покрытий.....	301
Тема 4.6 Колонны.....	308
Тема 4.7 Расчет и конструирование монолитного железобетонного фундамента под внецентренно сжатую колонну	327
Тема 4.8 Подкрановые балки	339
Перечень контрольных вопросов по 4 разделу.	344
Содержание практических занятий по 4 разделу	346

Цели и задачи дисциплины

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

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

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

В результате освоения дисциплины будущий специалист 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;
- современные требования к расчету и конструированию железобетонных и каменных 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, СНБ, 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.

Освоение данной учебной дисциплины обеспечивает формирование следующих компетенций:

- АК-1. Уметь применять базовые научно-теоретические знания для решения теоретических и практических задач.
- АК-4. Уметь работать самостоятельно.
- АК-7. Иметь навыки, связанные с использованием технических устройств, управлением информацией и работой с компьютером.
- АК-9. Уметь учиться, повышать свою квалификацию в течение всей жизни.
- СЛК-1. Обладать качествами гражданственности.
- СЛК-5. Быть способным к критике и самокритике.
- СЛК-6. Уметь работать в команде.
- ПК-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 строительномонтажных 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 заявок 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 строительномонтажных 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.

Для изучения данной дисциплины необходимо усвоить следующие курсы:

– «Теоретическая механика» (разделы: статика, кинематика, динамика);

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

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

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

– «Архитектура» (разделы: 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, основы строительной физики, объемно-планировочные и конструктивные решения гражданских и промышленных зданий и сооружений, системы автоматизированного проектирования).

Согласно учебному плану для дневной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего: 486 час., из них аудиторных – 196 часа.

Распределение аудиторных часов приведено в таблице 1.

Таблица 1

Дневная форма получения высшего образования							
Курс	Семестр	Лекции час.	Лабораторные занятия час.	Практические занятия час.	Контрольная работа	Курсовой проект	Форма текущей аттестации
3	6	48	16	-			Зачет
4	7	34	-	34	КР-1	КП-1	Экзамен
4	8	32	-	32		КП-2	Экзамен

Раздел 1. Основы теории расчета и конструирования железобетонных конструкций

Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне

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

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

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

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

Эффективность железобетона объясняется следующими его свойствами:

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

Преимущества железобетонных конструкций:

1. Долговечность – 800-100лет
2. Огнестойкость
3. Стойкость против атмосферных воздействий
4. Относительно малые эксплуатационные расходы на содержание зданий и сооружений из железобетонных конструкций

5. Относительно низкие затраты энергии на производство железобетонных конструкций
6. Возможность изготовления и возведения конструкций нужной и рациональной формы
7. Возможность использования при производстве местных материалов (доступность изготовления в РБ)
8. Возможность использования ЖБК в качестве ограждающих несущих конструкций одновременно

Недостатки железобетонных конструкций:

- большой собственный вес
- раннее образование трещин в растянутой зоне сечения

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

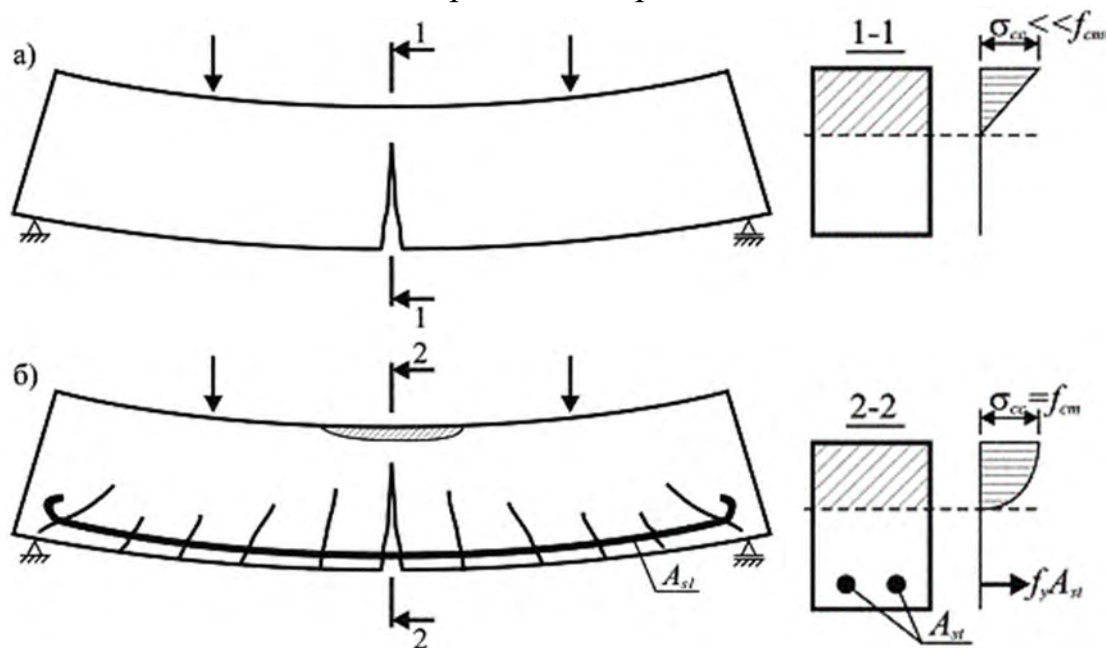


Рис. 1.1. Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок

σ_{cc} – нормируемое сжимающее напряжение в бетоне

σ_{ct} – нормируемое растягивающее напряжение

f_{cm} - средняя прочность бетона на сжатие

f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение

x_{eff} - высота сжатой зоны бетона

M_{cr} - момент, при котором образуются трещины.

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

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

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

Стремление уменьшить влияние раннего образования трещин, привело к созданию предварительно напряженных железобетонных конструкций (рис. 1.2). При выполнении предварительного напряжения растущее напряжение арматуры передаются на затвердевший бетон, который подвергается предварительному обжатию, причём этому предварительному обжатию подвергаются растянутые от будущей внешней нагрузки зоны железобетонного элемента. Предварительное напряжение в 2..3 раза повышает трещиностойкость и жесткость конструкций по сравнению с обычным железобетоном. При этом прочность предварительно напряженных конструкций практически не зависит от величины предварительного напряжения арматуры.

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

Способы создания предварительного напряжения:

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

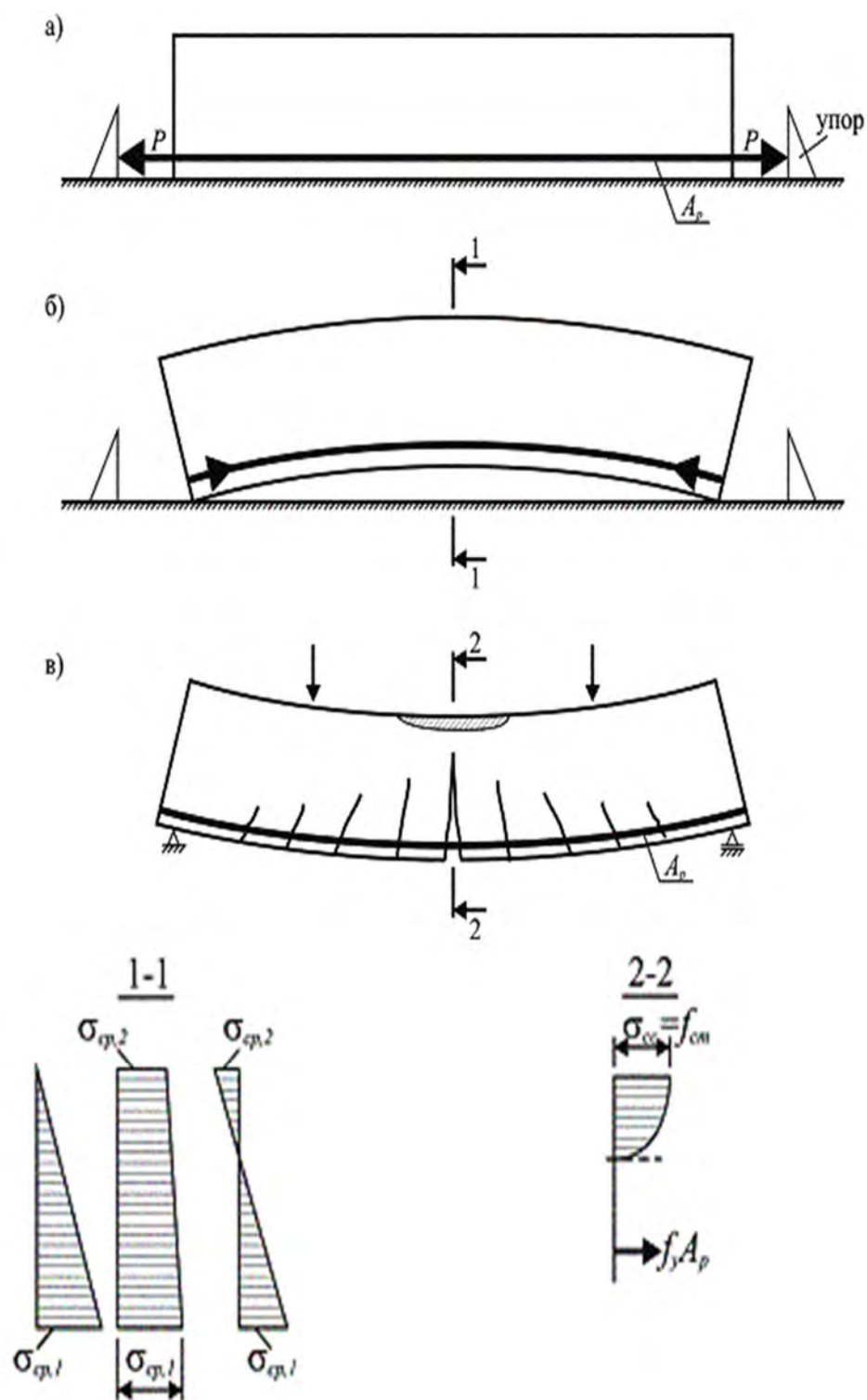


Рис. 1.2. Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

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

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

Технологические особенности изготовления железобетонных конструкций

Железобетонные конструкции могут быть:

- сборными
- монолитными
- сборно-монолитными

Основные этапы развития железобетона

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Перспективы развития бетонных и железобетонных конструкций

Приоритетные направления развития и применения железобетона на современном этапе:

- разработка высокопрочных, быстротвердеющих легких и коррозионно-стойких бетонов с применением химических добавок; особая роль здесь отводится напрягающим бетонам;
- разработка новых видов сборных, сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций с высокой унификацией изделий и создание прогрессивных конструктивных систем зданий и сооружений на их основе;
- создание новых типов стальной и неметаллической арматуры;
- создание прогрессивных, высокомеханизированных и автоматизированных технологий бетонных и арматурных работ, внедрение безопалубочного формования массовых предварительно напряженных конструкций на длинных стендах с минимальным расходом энергоносителей и использованием высокопрочной арматурной стали и высокопрочных бетонов;
- совершенствование опалубок и технологии возведения монолитного железобетона;
- повышение долговечности и надежности бетонных и железобетонных конструкций;
- совершенствование методов контроля качества бетона и арматуры, методов обследования и усиления конструкций зданий и сооружений;
- совершенствование на базе новых экспериментальных исследований теории расчета и конструирования железобетонных конструкций, в том числе с использованием современного программного обеспечения расчетов на ЭВМ.

Тема 1.2. Основные физико-механические свойства бетона

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

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

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

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

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

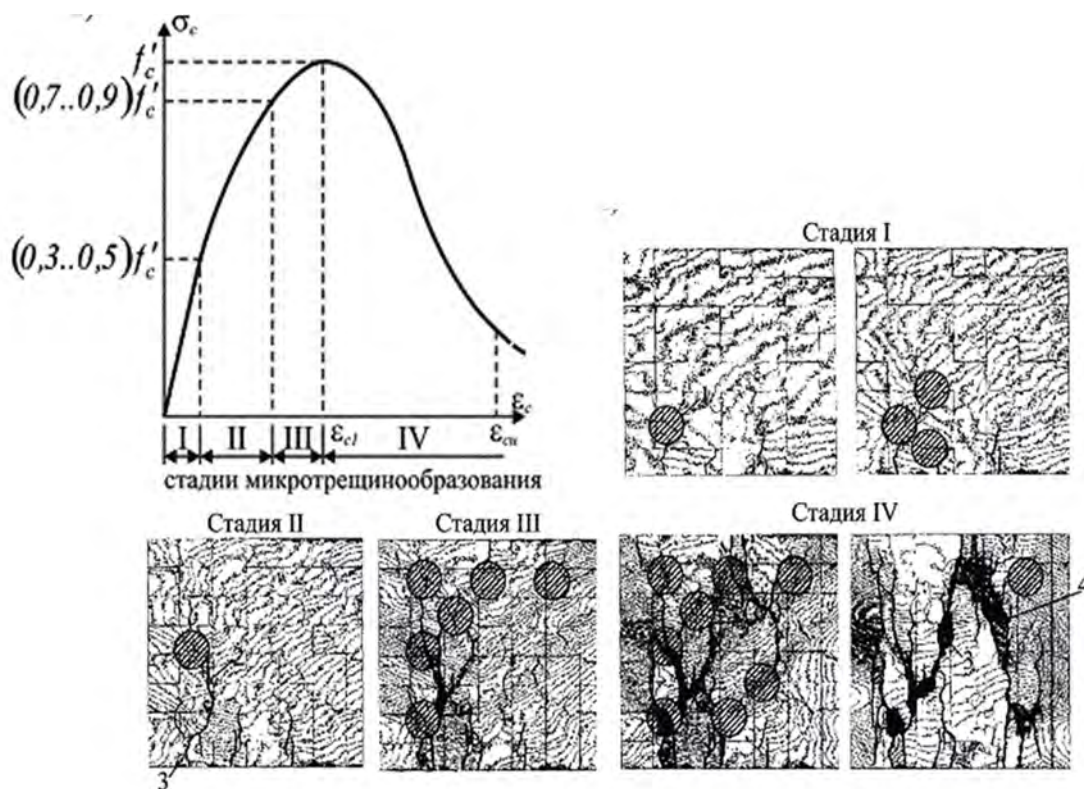


Рис.1.3. Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона

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

На второй стадии микротрещинообразования наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «напряжения–деформации». Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в цементном камне. Вместе с тем на второй стадии начинают появляться комбинированные микротрещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы. Этим обусловлено проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона на участке II диаграммы деформирования (см. рис. 2.1).

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

Появление нисходящей ветви на диаграмме деформирования бетона (участок IV) обусловлено интенсивным развитием глобальных или маги-

стральных трещин, приводящих, в конечном итоге, к физическому разрушению материала.

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

Классификация бетонов

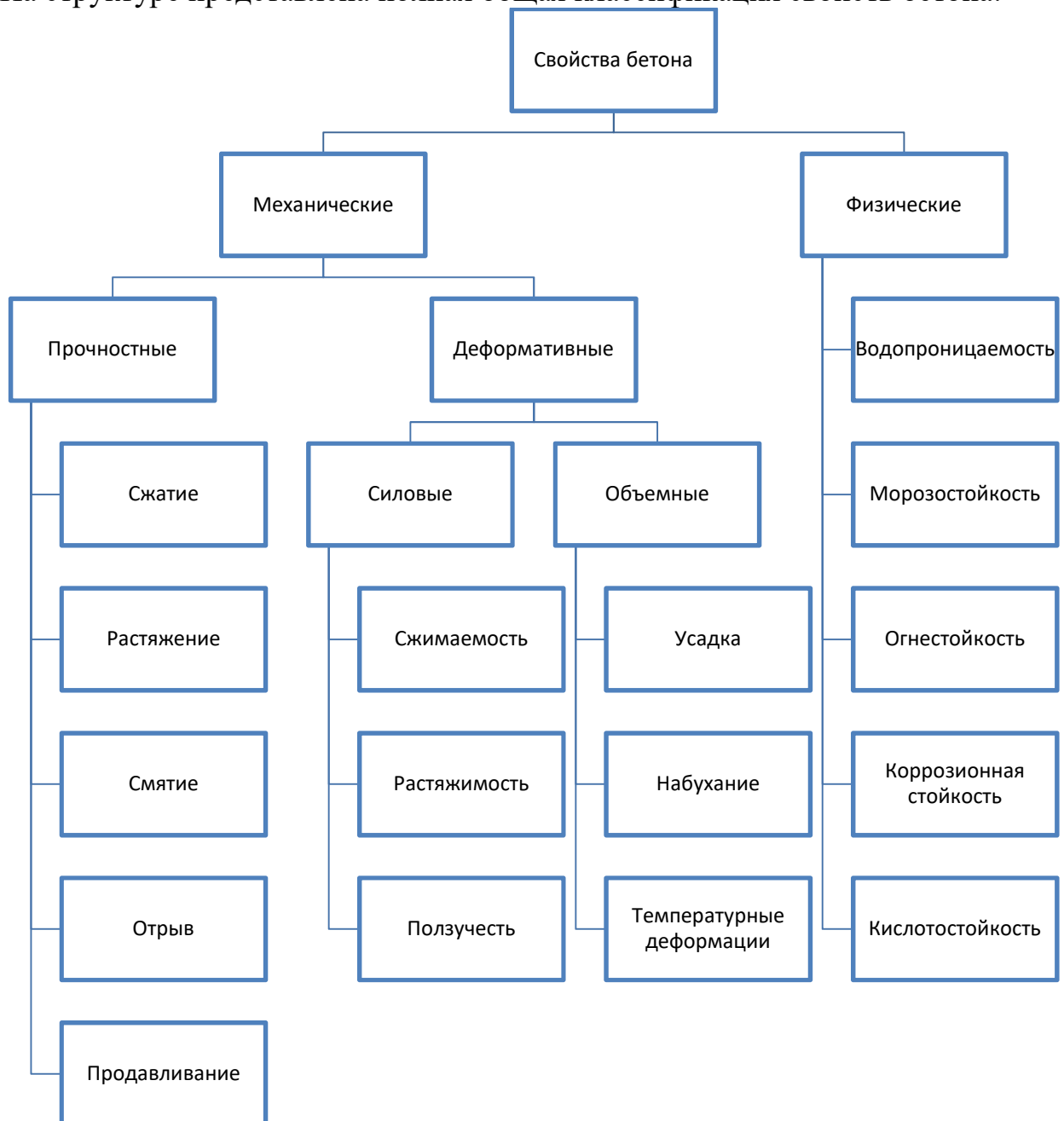
Бетон классифицируют:

1. По основному назначению
 - a. конструкционный (для несущих и ограждающих конструкций)
 - b. специальный бетон (к которому предъявляются дополнительные требования в соответствии с условиями эксплуатации – жаростойкий, химически кислотостойкий, радиационно-защитный и т.д.)
2. По виду вяжущего
 - a. цементное
 - b. известковое
 - c. шлаковые
 - d. специальные
3. По виду заполнителя
 - a. на жестких заполнителях - щебень, гравий (тяжелый бетон)
 - b. на пористых заполнителях - керамзит, шлак (для легкого бетона)
 - c. на специальных заполнителях, удовлетворяющих дополнительным требованиям – жаро-, химически стойкий бетон.
4. По структуре
 - a. Жесткой
 - b. Поризованной, ячеистой
 - c. Крупнопористой
5. По средней плотности
 - a. особо тяжёлые бетоны $\gamma > 2500 \text{ кг/м}^3$
 - b. тяжелые $2000 < \gamma < 2500 \text{ кг/м}^3$
 - c. легкие $\gamma < 2000 \text{ кг/м}^3$
6. По зерновому составу
 - a. Крупнозернистая
 - b. Мелкозернистая
7. По условиям твердения
 - a. Естественного твердения

- б. При тепловлажностной обработке при атмосферном давлении
- с. Автоклавная обработка при высоком давлении

Классификация свойств бетона

На структуре представлена полная общая классификация свойств бетона.



Механические прочностные свойства бетона

Основные факторы, от которых зависят прочностные свойства бетона:

1. От выбора состава смеси, водоцементного отношения, качества вибрирования и т.д.;
2. От возраста и условий твердения;
3. От формы и размеров образца;

4. От вида напряженно деформированного состояния: сжатие, растяжение, изгиб, местное действие нагрузки, кручение и т.д.;
5. От скорости нагружения образца;
6. От длительности действия нагрузки.

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

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

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

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

- **характеристическая прочность на осевое сжатие (нормативное сопротивление сжатию согласно СНБ 5.03.01) (f_{ck})** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. В качестве базового числового значения обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95.

- **Класс бетона по прочности** – количественная величина, характеризующая качество тяжелого бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемое буквой С и числами, выражающими значения характеристической прочности f_{ck} и гарантированной прочности $f_{c,cube}^G$. (Н/м², МПа) (перед чертой – значение характеристической прочности f_{ck} , после черты – гарантированная прочность бетона $f_{c,cube}^G$)

- расчетная прочность бетона или его **расчетное сопротивление f_{cd}** , которое определяют как величину, получаемую в результате деления характеристической прочности f_{ck} на коэффициент безопасности для бетона γ_c .

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

казателей прочности. В табл. 1.2 приведены основные виды образцов, используемые нормами разных стран для контроля прочности при сжатии.

Таблица 1.2. Геометрическая форма и размеры опытных образцов, принимаемых при оценке прочностных и деформационных характеристик бетона

Нормативный документ	Вид образца; контролируемая характеристика	Размеры, мм	Нормативная характеристика
СНиП 2.03.01–84*; PN–88/B–06250	Куб; средняя прочность	$150 \times 150 \times 150$ – базовый; $100 \times 100 \times 100$, $200 \times 200 \times 200$ – альтернативные	Гарантированная прочность (класс)
	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	$\varnothing 150/300$ – базовый; $\varnothing 100/200$ – альтернативный	Нормативное сопротивление $f_{cyl} = f_{ck}$
	Куб; средняя прочность, минимальная прочность	$150 \times 150 \times 150$ – альтернативная	Гарантированная прочность (класс)
	Куб; средняя прочность, минимальная прочность	$150 \times 150 \times 150$ – базовый	Гарантированная прочность (класс)
	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	$150 \times 150 \times 150$ – базовый	Характеристическая Прочность на сжатие (Нормативное Сопротивление) f_{ck}

Экспериментальными исследованиями установлено, что для образцов с равной площадью поперечного сечения пиковые напряжения в вершине диаграммы, связывающей напряжения и деформации бетона, соответствующие кратковременному пределу прочности, уменьшаются с возрастанием высоты образца (рис. 1.4). Многие исследователи обоснованно доказывали, что образцы цилиндрической формы диаметром 150 мм и высотой 300 мм достаточно хорошо аппроксимируют прочность традиционных бетонов в сжатой зоне конструкции. Однако при составлении нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций принимали во внимание то обстоятельство, что испытание кубов остается в ближайшем будущем основным способом контроля прочности бетона на производстве.

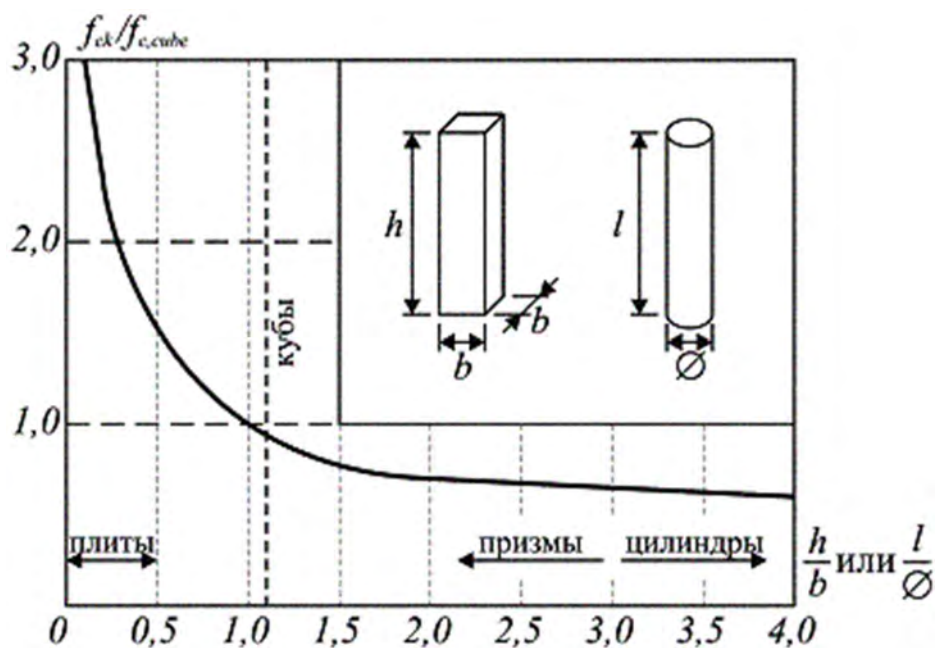


Рис.1.4. Влияние отношения ($h/b; l/\varnothing$) на прочность бетонных образцов в условиях одноосного сжатия

В связи с этим, в обозначении класса бетона по прочности в нормах содержится два числа: одно из них (над чертой) обозначает нормативное сопротивление бетона, определяемое на цилиндрах или призматических образцах, а второе (под чертой) – его гарантированную прочность, установленную на кубических образцах. В соответствии с требованиями норм характеристическая прочность бетона определяется в зависимости от его гарантированной прочности при постоянном значении переходного коэффициента $k_p=0.8$:

$$f_{ck} = 0.8 \cdot f_{c,cube}^G$$

где f_{ck} – характеристическая прочность на осевое сжатие тяжелого бетона (нормативное сопротивление бетона согласно СНБ 5.03.01), соответствующее прочности бетонных цилиндров или призм, установленной с учетом статистической изменчивости свойств материала;

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

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

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

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

s – среднее квадратичное (стандартное) отклонение

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

Тогда средняя прочность на сжатие f_{cm} равна:

$$f_{cm} = f_{ck} + 1.64 \cdot s$$

Учитывая, что стандарты, по которым осуществляется контроль прочности бетона устанавливают требование, чтобы $s \leq 5$ МПа, произведение $1,64s$ дает примерно 8 МПа. Поэтому нормы с некоторым запасом предлагают определять среднюю прочность бетона по формуле:

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

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

– для тяжелых, в том числе напрягающих: С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45; С40/50; С45/55; С50/60; С55/67; С60/75; С70/85; С80/95; С90/105;

– для легких (при $\rho \geq 1000$ кг/м³): LC12/15; LC16/20; LC20/25; LC25/30; LC30/37; LC35/45; LC40/50; LC45/50;

– для мелкозернистых группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке на песке с модулем крупности более 2,0): С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45;

– для мелкозернистых группы Б (то же с модулем крупности 2,0 и менее): С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30.

Сопротивление бетона растяжению

Прочность бетона на растяжение может быть определена двумя методами:

1. Опытный

2. Эмпирический

a. Испытание на разрыв бетонных эталонных образцов (восьмёрка)

$$f_{ct} = \frac{F_u}{A_{c(1-1)}}$$

F_u - разрушающая нагрузка

$A_{c(1-1)}$ – площадь бетонного сечения в месте разрыва

b. Испытания на раскалывание образцов в виде цилиндров

$$f_{ct,sp} = \frac{2F_u}{\pi A_c}$$

c. Испытания на изгиб бетонных балок

$$f_{ct, bal} = \frac{M_u}{\gamma W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{bh^3}{12}$$

$\gamma = 1.7$ - коэффициент, учитывающие неупругие свойства бетона

$$f_{ct, bal} = \frac{3.5}{bh^2}$$

$$f_{ct, bal} \approx 0.9 f_{ct, sp}$$

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

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

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

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

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

Как следует из результатов исследований, принимая соотношение уровней коэффициента вариации при определении f_{ck}, f_{ctk} , значение характеристической прочности бетона растяжению (нормативное сопротивление на осевое растяжение тяжелого бетона) составляет:

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

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

$$f_{ct, ax} = 0,9 f_{ct, sp}$$

$$f_{ct, ax} = 0,5 f_{ct, fl}$$

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

Прочность бетона на местное действие нагрузки

1. Прочность бетона на смятие (местное сжатие)
2. Прочность на отрыв (местное растяжение)
3. Прочность на продавливание (местный срез)

Значения этих прочностей определяются по эмпирическим зависимостям.

Механические деформативные свойства бетона

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

Виды деформаций бетона:

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

Объемные деформации бетона

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

Усадка зависит от:

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

Усадку принято разделять:

1. Химическая усадка
2. Физическая усадка

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

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

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

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

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

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

По положениям норм 1,2,3 эти параметры можно определить по формулам:

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

β_{ds} – функция развития физической усадки во времени.

β_{as} - функция развития химической (аутогенной) усадки во времени.

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

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

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

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

Температурные деформации

Температурные деформации – деформации, проявляющиеся при изменении температуры, характеризующиеся коэффициентом линейного расширения α_t . Расчет и проектирование ЖБК выполняют с учетом этого коэффициента. В общем случае коэффициент α_t находится в пределах

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

Силовые деформации бетона

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

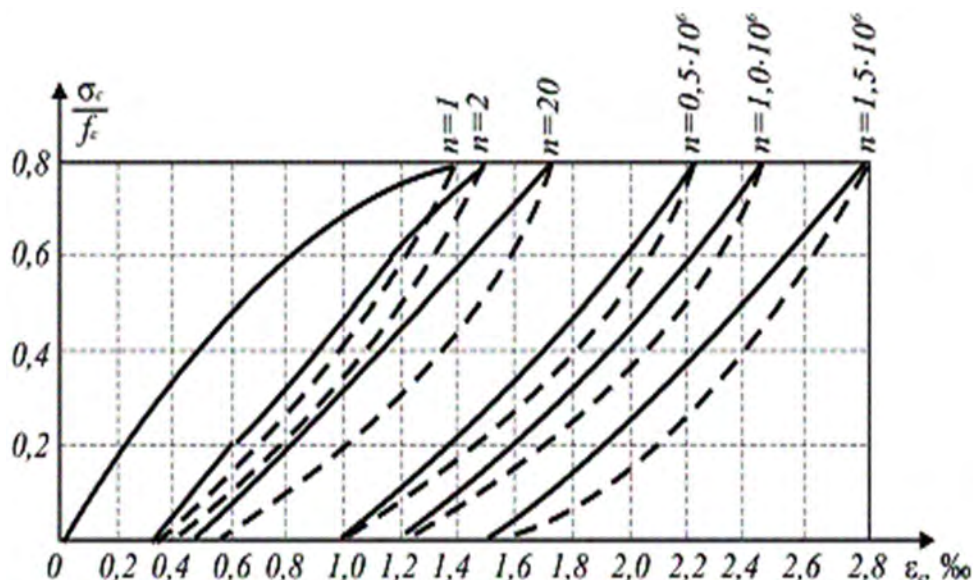


Рис. 1.5. Зависимость « σ – ϵ » при циклических нагружениях бетона.

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

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

Диаграмма деформирования бетона

Диаграмму деформирования (состояния) бетона, устанавливающую связь между напряжениями и продольными относительными деформациями бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных ее предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии, следует рассматривать в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона (рис. 1.6, 1.7).

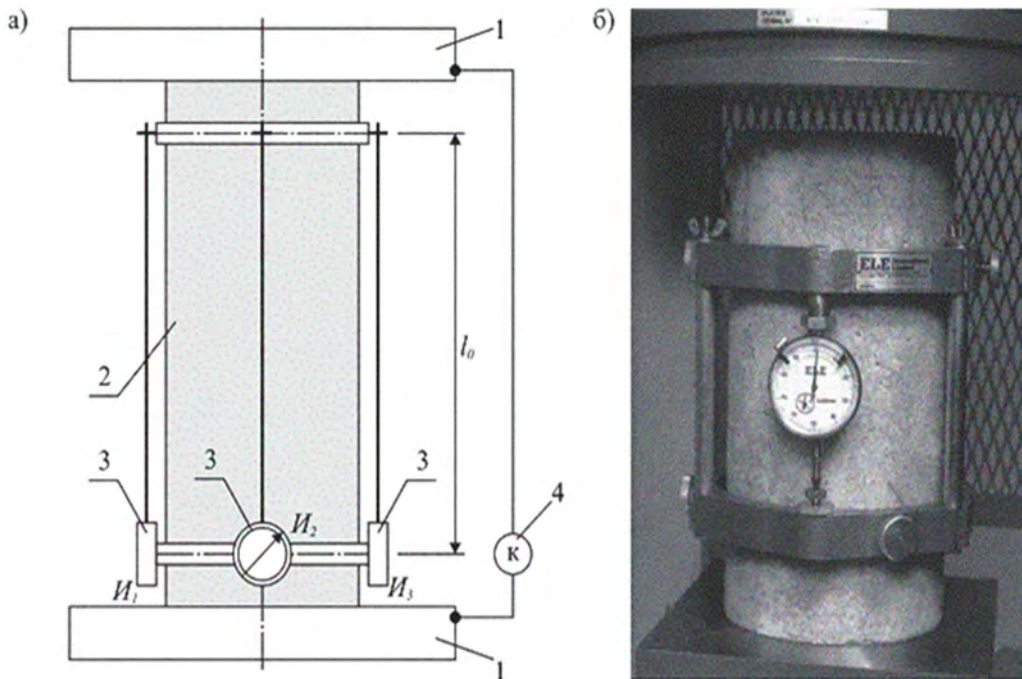


Рис. 1.6. Методика получения полных диаграмм деформирования бетона
 а) схема измерения деформаций; б) общий вид образца, оснащенного индикатором часового типа.

1 – пластины испытательной машины; 2 – опытный образец; 3 – индикаторы часового типа; 4 – контрольно-измерительное устройство, фиксирующее перемещения пластин испытательной машины

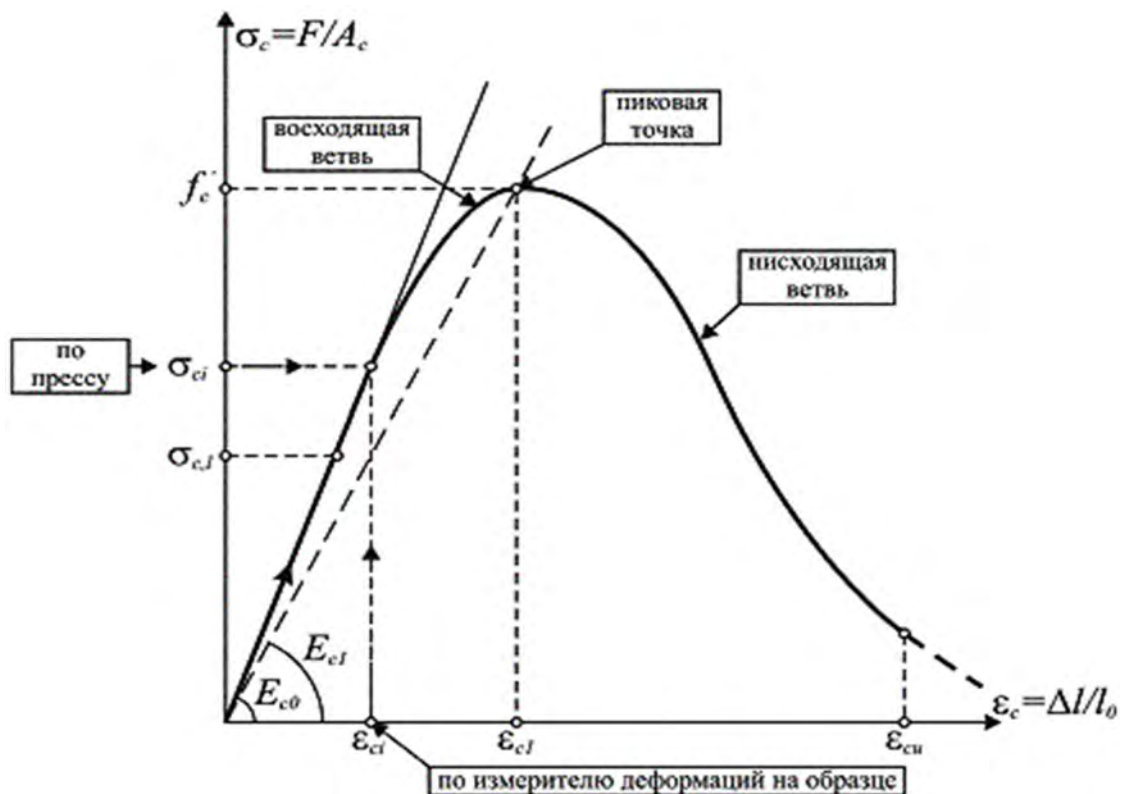


Рис. 1.7. Общий вид диаграммы деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии

На вид диаграммы деформирования бетона значительно влияет скорость нагружения образца (рис. 1.8). Скорость нагружения нормируется соответствующими стандартами.

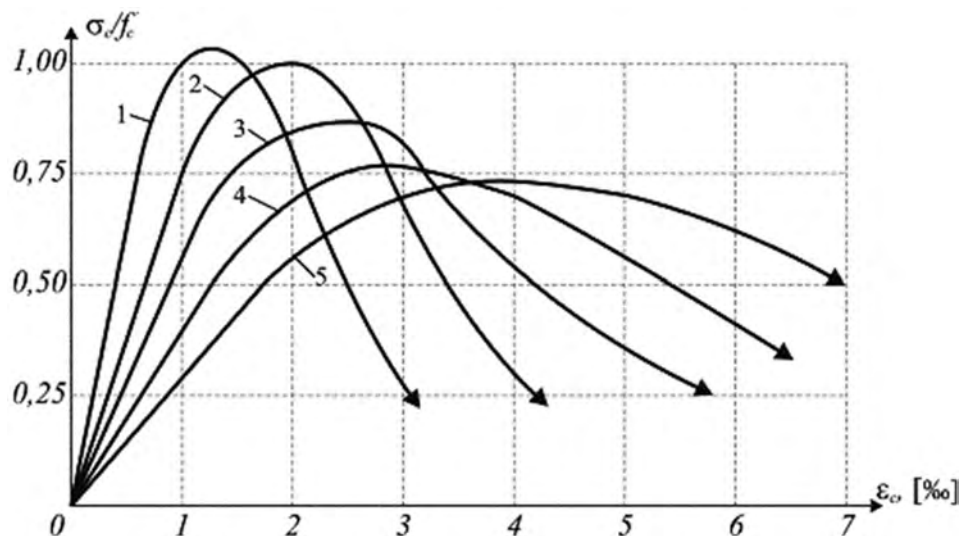
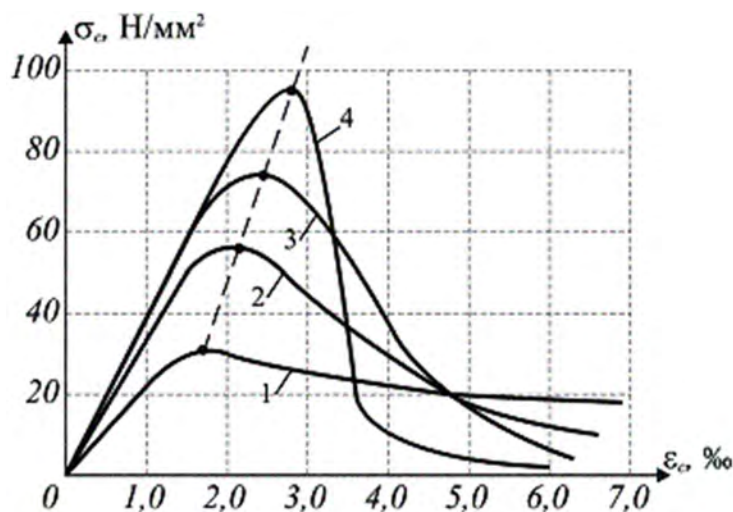


Рис. 1.8. Влияние скорости нагружения образца на форму кривой и параметрических точек диаграммы деформирования бетона при сжатии
 1 – 1 %/0,6 сек.; 2 – 1 %/мин.; 3 – 1 %/100 мин.;
 4 – 1 %/7 дней; 5 – 1 %/700 дней

Экспериментальные исследования показывают, что форма кривой, представляющей зависимость «напряжения–деформации» существенно зависит от кратковременной прочности бетона (рис. 1.9). Как видно из графиков с возрастанием кратковременной прочности увеличивается упругая составляющая диаграммы. Вместе с тем, вслед за достижением пиковых напряжений в бетонах с высокой прочностью следует довольно крутая нисходящая ветвь, соответствующая хрупкому разрушению материала.



1 – $f_c' = 30$ МПа; 2 – $f_c' = 55$ МПа; 3 – $f_c' = 70$ МПа; 4 – $f_c' = 90$ МПа.

Рис. 1.9. Зависимость « σ_c – ε_c » для бетонов разной прочности

Для математического описания базовой диаграммы деформирования бетона при сжатии, принятой в нормах необходимо иметь обоснованные значения следующих нормируемых параметрических точек:

- напряжений f_c' в пиковой точке диаграммы деформирования, соответствующих пределу кратковременной прочности бетона при осевом сжатии;
- относительной продольной деформации ε_{c1} , соответствующей напряжениям в пиковой точке диаграммы;
- уровень напряжений при упругой работе бетона $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ и величина относительной деформации ε_{c0} при $\sigma_c = 0,4f_{cm}$;
- относительной продольной деформации ε_{cu} , принятой в качестве предельной деформации бетона при сжатии;
- среднего модуля упругости бетона E_c .

Модуль деформаций бетона

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

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

- мгновенный модуль полных деформаций E_c , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « σ – ε » в ее произвольной точке (рис. 1.10);

$$\left(E_c = \lim_{\Delta\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \operatorname{tg}\alpha_1 \right)$$

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

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

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

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

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

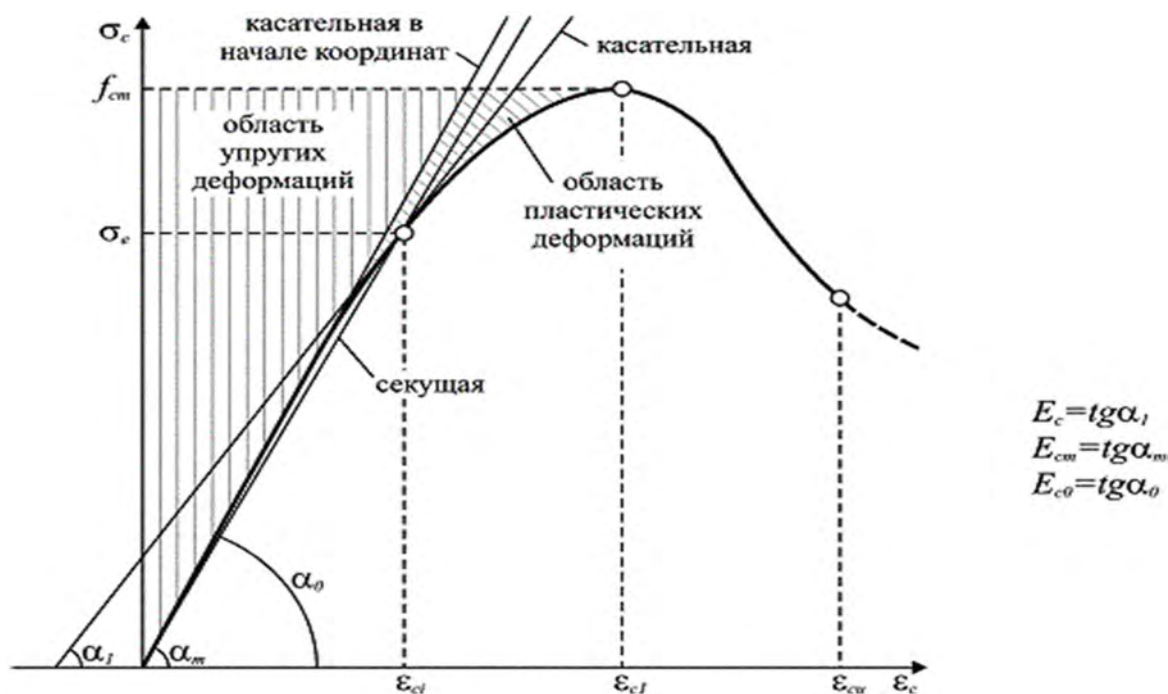


Рис. 1.10. К определению модуля деформаций бетона

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

Если принятые в нормах численные значения относительной деформации ϵ_{cl} отражают единую тенденцию возрастания этой величины с ростом прочности бетона, то в отношении назначения предельной относительной деформации (предельной сжимаемости) ϵ_{cu} у специалистов нет единого мнения. Нормы предлагают принимать предельную относительную деформацию для бетонов нормальной прочности (до С50/60 включительно) постоянной и равной $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.

Коэффициент поперечных деформаций бетона при сжатии или так называемый коэффициент Пуассона принимают равным $\gamma_c = 0,20$. В случае, когда допускается образование трещин в бетоне растянутой зоны, коэффициент Пуассона принимают равным $\gamma_c = 0$.

В общем случае в качестве нормативной диаграммы деформирования бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций принято рассматривать полную идеализированную диаграмму с нисходящей ветвью, для которой значения в пиковой точке принимают равными нормативному сопро-

тивлению бетона соответствующего класса по прочности при осевом сжатии. Переход от нормативной к расчетной диаграмме деформирования производят путем замены нормативных сопротивлений расчетными. При расчетах элементов, имеющих сечение простой геометрической формы, при усилиях, действующих в плоскости симметрии, используют упрощенные расчетные диаграммы деформирования для бетона (рис. 1.11).

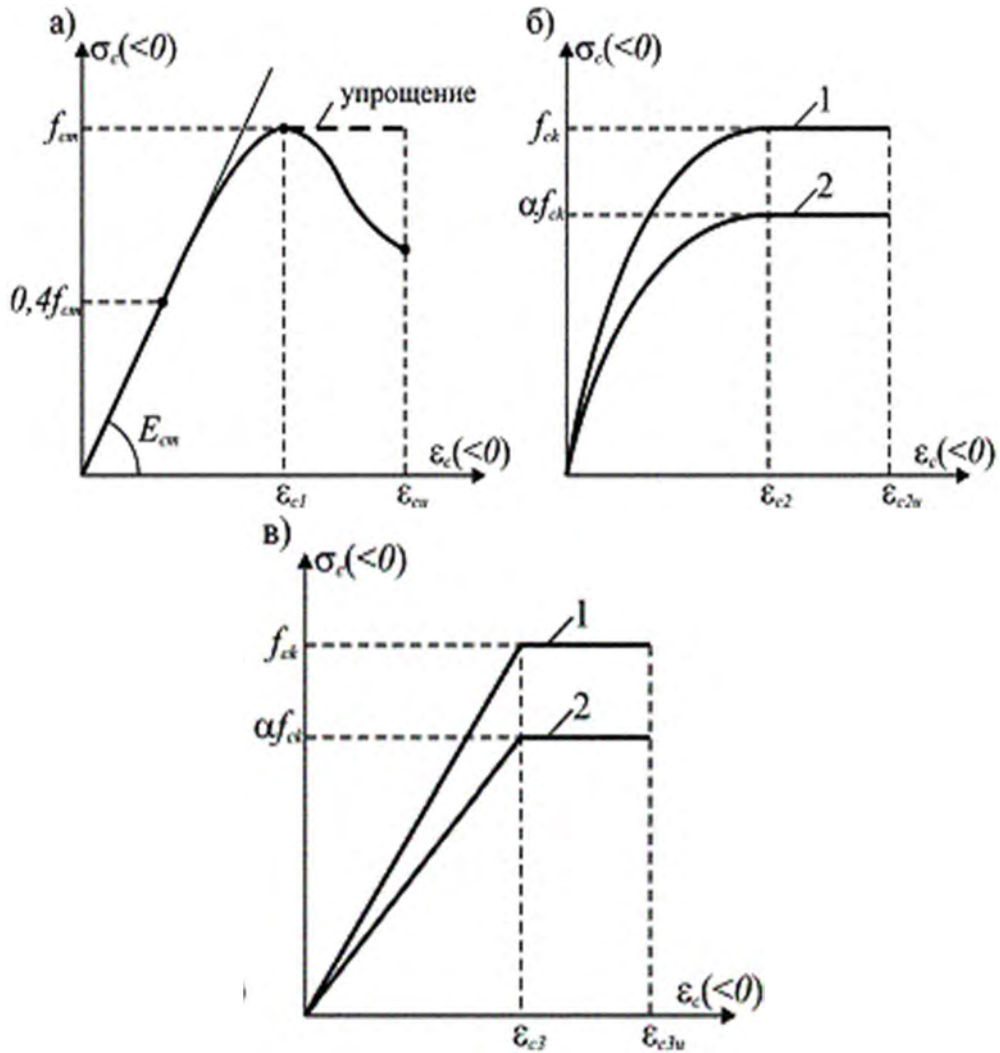


Рис. 1.11. Идеализированные диаграммы деформирования бетона
 а) полная идеализированная; б) упрощенная линейно-параболическая; в)
 упрощенная двухлинейная.
 1 – нормативная; 2 – расчетная.

Деформации бетона при длительном действии нагрузки. Ползучесть бетона

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

неизменном (постоянном) уровне напряжений принято называть ползучестью.

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

- возраст бетона в момент нагружения;
- относительный уровень напряжений, действующих на бетонный образец;
- температура и влажность окружающей среды;
- технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, водоцементное отношение, активность и вид цемента, вид заполнителей, способ уплотнения и тепловой обработки);
- геометрические размеры поперечного сечения элемента.

Различают ползучесть линейную и нелинейную

Линейная – имеет место при напряжениях $\sigma_c \leq 0.4f_{cm}$, при этом происходит перераспределение напряжений под нагрузкой с гелевой составляющей структурой бетона на цементный камень и заполнитель. При $\sigma_c \geq 0.5f_{cm}$, в бетоне образуются микротрещины, при этом начинается ускоренное нарастание неупругих деформаций, то есть наступает нелинейная ползучесть.

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

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

Эту величину рекомендовано определять по формуле:

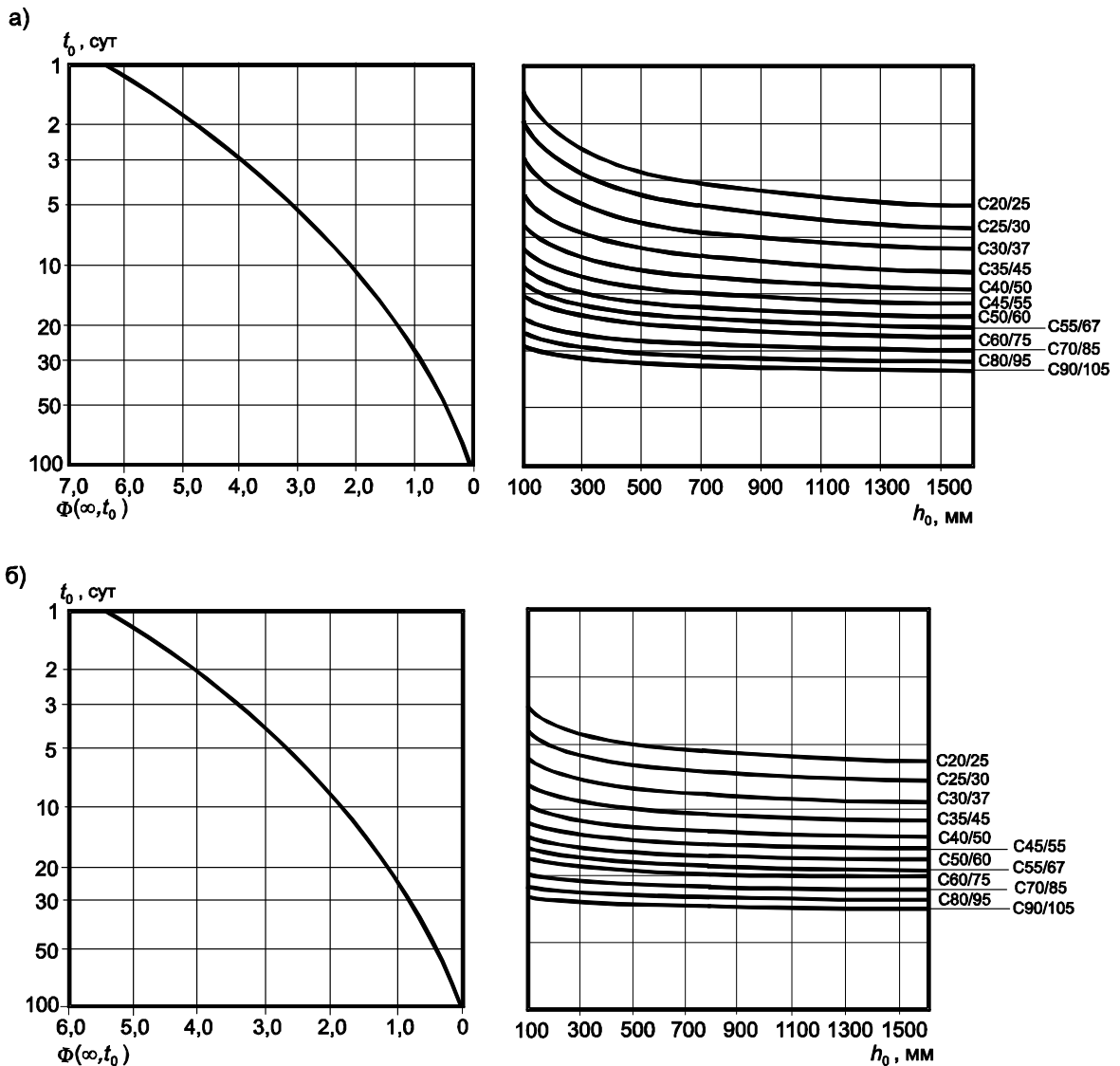
$$\Phi(\infty, t_0) = \Phi_0 \beta_c$$

Φ_0 – условный коэффициент ползучести, определяемый в зависимости от средней прочности бетона

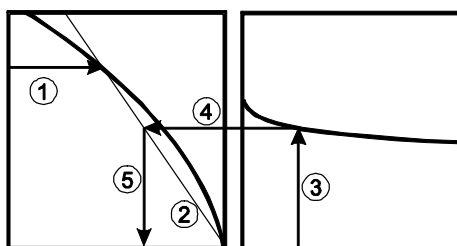
β_c – коэффициент развития деформаций ползучести во времени.

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \frac{16.8}{(0.1 + t_0^{0.2}) \sqrt{f_{cm}}}$$
$$\beta_c = \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3}$$

Для практических инженерных расчетов предельное значение коэффициента ползучести $\Phi(t, t_0)$ допускается определять по графикам (номограммам) – см. рис. 1.12.



Порядок действий при определении предельных значений коэффициента ползучести по номограммам



Примечания

1 Для $t_0 > 100$ сут принимать значения $\Phi(\infty, t_0)$ как для $t_0 = 100$ сут;

2 $h_0 = 2A_c/u$, где A_c, u соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента.

Рисунок 1.12. Определение коэффициента ползучести по графикам

Порядок действия при определении предельных значений коэффициентов ползучести по номограммам.

- I. Выбираем возраст
- II. Высота образца
- III. Получили значения Φ .

По положениям норм установлены определенные ограничения, когда предельное значение коэффициента ползучести Φ может быть принято по номограмме.

1. При эксплуатации ЖБК в условиях сезонного колебания температур от -25°C до $+40^{\circ}\text{C}$ при влажности RH от 20 до 100%.
2. Для расчетов, когда уровень снимающей нагрузки $\sigma_c \leq 0.45f_{ck}$. Если напряжение $> 0,45f_{ck}$, то следует выполнять корректировку этого коэффициента Φ , определенного по номограммам с учетом влияния нелинейной ползучести.

$$\Phi_k(\infty, t_0) = \Phi(\infty, t_0) \exp[1.5 \times (K_G - 0,45)]$$

$\Phi_k(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента с учетом нелинейной ползучести

$K_G = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)}$ – коэффициент, зависящий от уровня нагружения

Марки бетона

1. По водопроницаемости. [W] = атм

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

2. По морозостойкости F 100 (– количество циклов)

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

3. По плотности D

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

4. Марка напрягающего бетона S_p

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

Тема 1.3 Арматура для железобетонных конструкций. Соединения арматуры. Арматурные изделия

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

Основные назначения арматуры:

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

Общая классификация арматуры:

По функциональному назначению:

1. Рабочая (устанавливаются по расчету);
2. Конструктивная (устанавливаются по конструктивным требованиям).

По форме поверхности:

1. Гладкая арматура ;
2. Периодического профиля.

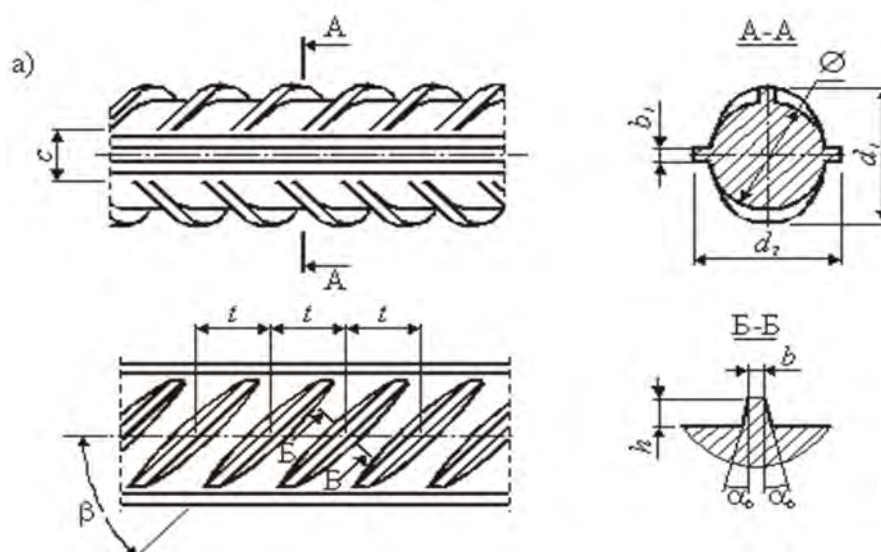


Рис.1.13. Геометрические параметры периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе производства

По способу применения:

1. Не напрягаемая;
2. Напрягаемая.

По виду:

1. Гибкая– проволока, стержни, канаты, хомуты;

2. Жесткая (металлические профили).

По способу изготовления:

1. Горячекатаная стержневая;
2. Термомеханически упрочненная;
3. Холоднодеформированная.

По механическим свойствам:

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

Для армирования железобетонных конструкций применяются:

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

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

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

Кроме того, арматурные стали должны обладать:

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

– приемлемыми реологическими свойствами, к которым относят ползучесть и релаксацию стали.

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

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

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

Механические свойства арматурных сталей

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

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

Для «твердых» сталей, для которых наблюдается постепенный, плавный переход в пластическую стадию и на кривой « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » отсутствует ярко выраженная площадка текучести, вводят понятие условного предела текучести. Тогда, для «мягких» сталей напряжение f_{yk} , при котором деформации развиваются без заметного прироста нагрузки, называют **физическим пределом текучести**, а напряжение f_t , предшествующее разрыву – носит название **временного сопротивления** арматуры. Для высокопрочных сталей устанавливают условный предел текучести $\sigma_{0,2} = f_{yk}$ – напряжение, при котором остаточные деформации $\Delta \varepsilon_s$ составляют 0,2 % (рис. 1.14).

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

а) упругие деформации ε_n , соответствующие напряжению f_n , определяемому по пределу пропорциональности;

- б) упруго-пластические деформации ε_{ep} , соответствующие напряжению f_e , определяемому как предел упругости;
- в) деформации ε_{sy} , соответствующие пределу текучести f_y ;
- г) деформации ε_{su} , соответствующие временному сопротивлению арматуры f_t .

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

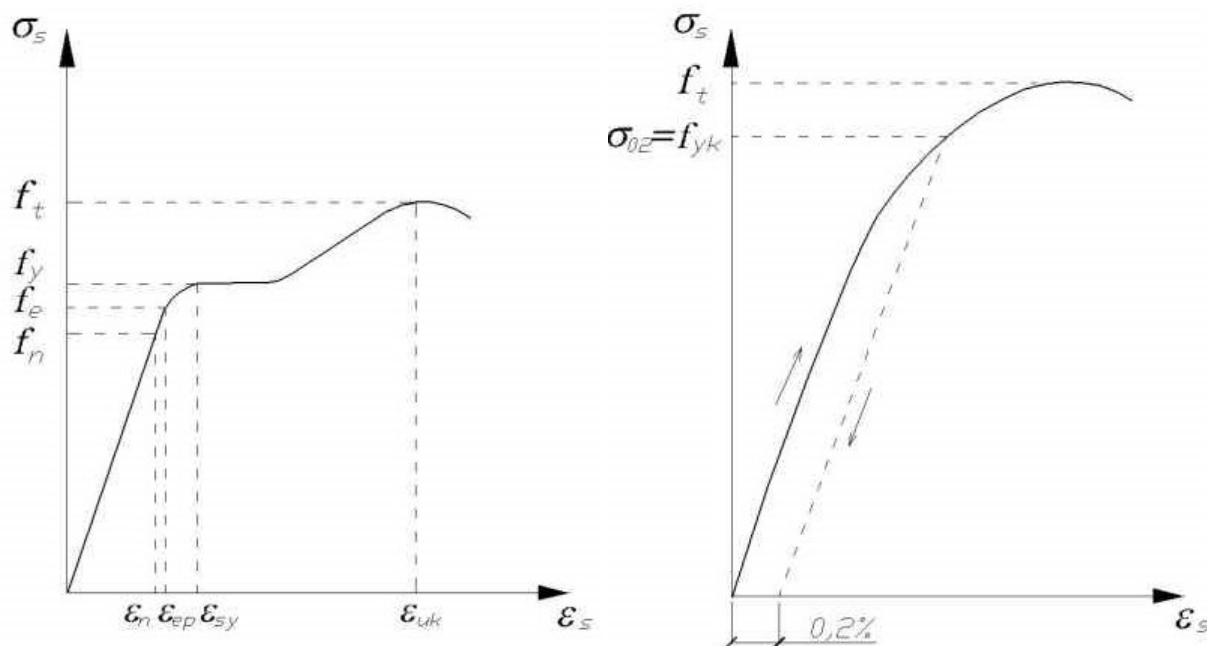


Рис. 1.14. Диаграммы деформирования арматурных сталей

Классы арматуры, соответствующие им расчетные сопротивления

Арматура для конструкций без предварительного напряжения

В соответствии с требованиями норм в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру периодического профиля класса S500 (согласно СНБ 5.03.01 также и гладкую стержневую арматуру класса S240).

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

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

- а) ***предел прочности арматуры при растяжении*** (или ***временное сопротивление*** при разрыве согласно СНБ 5.03.01) f_t , определяемое непо-

средственно при испытании образцов, отобранных из партии арматурных стержней

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

в) **характеристические значения предела текучести (нормативное сопротивление арматуры) f_{yk} (f_{02k})** – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95;

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

Арматура для предварительно напряженных конструкций

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

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

Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры f_{02d} определяют путем деления нормативного сопротивления f_{02k} на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s .

Деформативные характеристики арматуры

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

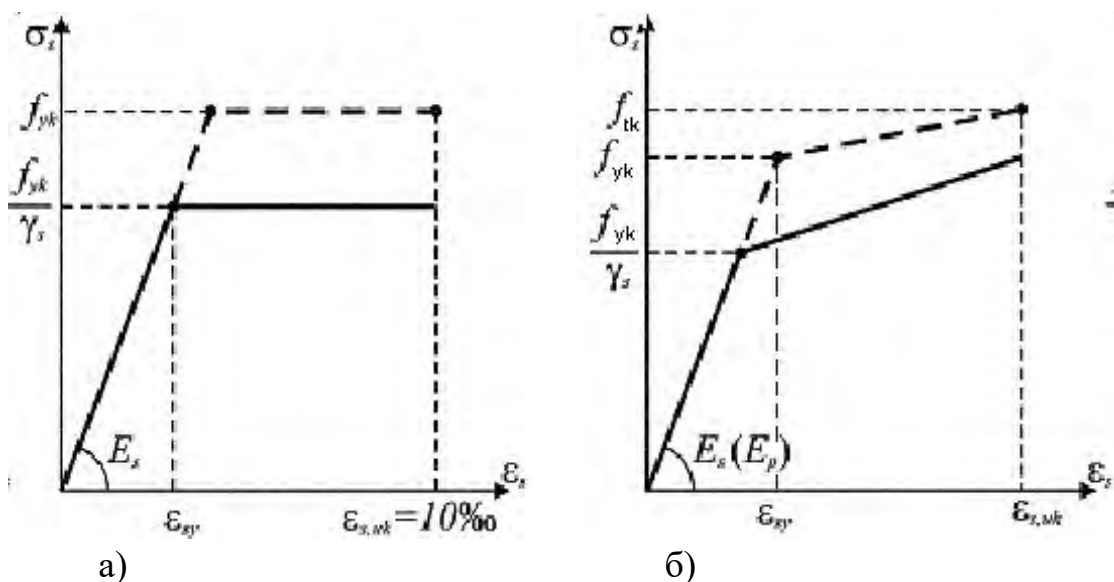


Рис. 1.15. Расчетные диаграммы для арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры E_s в интервале температур от минус 30°C до плюс 200°C следует принимать равным 200 кН/мм^2 .

Модуль деформаций для горячекатанной, термически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм^2 , а для арматурных канатов – 190 кН/мм^2 .

Арматурные изделия

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

Сварные сетки изготавливают из арматурной проволоки диаметром 3–5 мм и арматуры класса S500 диаметром 6 – 10 мм. Сетки бывают рулонные и плоские. Рабочей арматурой могут служить продольные или поперечные стержни сетки; стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными.

Сварные каркасы изготавливают из одного или двух продольных рабочих стержней, монтажного стержня и привариваемых к ним поперечных стержней. Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней каркаса должен быть не менее $0,5\varnothing_1 + \varnothing_2$ или $0,5\varnothing_2 + \varnothing_1$ и не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских каркасов и с применением соединительных стержней.

В целях экономии металла возможно применение при изготовлении конструкций неметаллической арматуры. Так стеклопластиковые арматурные стержни обладают хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа), но низким модулем упругости (45000 МПа).

Тема 1.4 Основные физико-механические свойства железобетона. Факторы, обеспечивающие совместную работу арматуры и бетона

Совместная работа арматуры с бетоном

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

– бетон и арматура имеют достаточно близкие значения коэффициента температурного расширения;

– плотный бетон защищает заключенную в нем арматуру от коррозии, воздействия огня, атмосферных воздействий, при этом величина защитного слоя бетона ($c_{\text{ном}}$) строго регламентируется нормами;

– силы сцепления, возникающие по границе контакта между бетоном и арматурой обеспечивают выполнение условия равенства деформаций арматуры и бетона $\varepsilon_c = \varepsilon_s$ при действии усилий от нагрузок.

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

Рекомендуемое значение $A_{s,min}$ для балок и плит определяется по формуле:

$$A_{s,min} = 0.26(f_{ctm}/f_{yk})b_t \times d, \text{ но не менее } 0,0013b_t d,$$

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

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

Рекомендуемое значение $A_{s,min}$ для колонн принимается согласно п.9.5.2 ТКП EN 1992-1-1 и определяется по формуле :

$$A_{s,min} = 0.1N_{ed}/f_{yd}, \text{ но не менее } 0,002A_c, \text{ в зависимости от того, какое значение больше.}$$

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

Рекомендуемое значение $A_{s,min}$ для стен принимается согласно п.9.6.2 ТКП EN 1992-1-1 ($A_{s,min} =$ не менее $0,002A_c$).

а. Расстояние между продольными арматурными стержнями: Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления. Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между

параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее чем максимальное значение из: k_1 — диаметр стержня, $(d_g + k_2)$ мм или 20 мм, где d_g — диаметр наибольшего зерна заполнителя. Для железобетонных конструкций без предварительного напряжения рекомендации см. п.8.2, п.8.10.1.2, п.9.5.2, а также п.9.3.1.1 ТКП EN 1992-1-1.

б. Расстояния между стержнями поперечной арматуры – п. 9.2.2, п.9.5.3 ТКП EN 1992-1-1

с. Назначение рекомендуемых диаметров стержней – п.9.2...9.8 ТКП EN 1992-1-1

д. Выполнение требований по анкеровке арматуры – п. 8.4 и 8.10.2 ТКП EN 1992-1-1

е. Назначение минимального защитного слоя - табл. 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1.

Сцепление арматуры с бетоном

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

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

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

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

Как показывают экспериментальные исследования, распределение напряжений сцепления по длине стержня не является равномерным (Рис. 1.16).

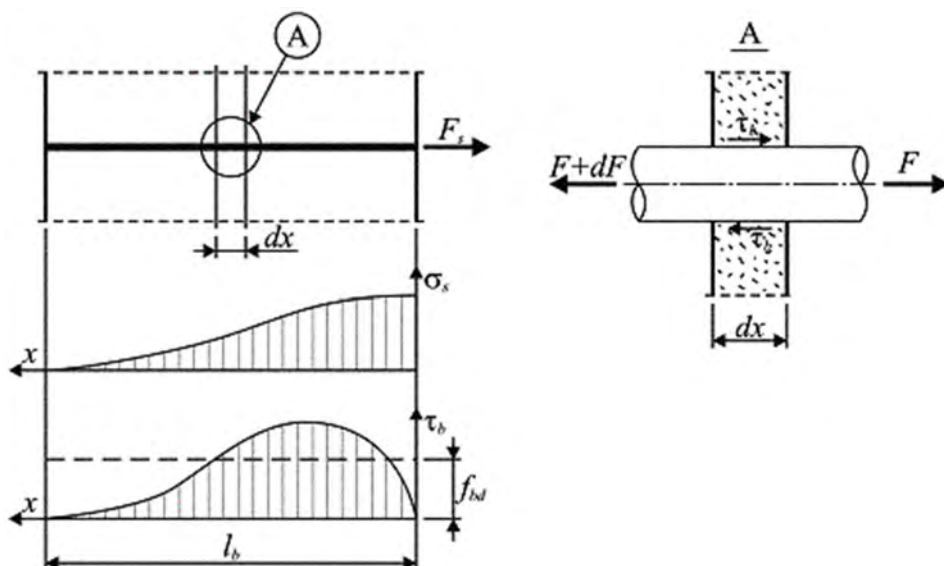


Рис. 1.16. К определению длины анкеровки l_b арматурного стержня

Характер взаимодействия с бетоном арматуры различных видов профилей также отличается. Так нарушение сцепления с бетоном арматуры, имеющей отношение высоты поперечных выступов к их шагу превышающее 0.1, происходит в результате среза бетонных шпонок, заключенных между поперечными выступами арматуры. При меньшем значении данного отношения, нарушение сцепления сопровождается смятием и отеснением бетонной оболочки.

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

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

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

Тогда

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

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

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

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

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

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

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

Тогда в общем случае при расчете по предельным состояниям первой группы можно определить т.н. базовую длину анкеровки арматурного стержня:

$$l_b = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{u \cdot f_{bd}}$$

Для круглого стержня диаметром \varnothing получаем:

$$A_s = \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4}$$

и $u = \pi \varnothing$.

Тогда:

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

Полученная зависимость показывает, что длина анкеровки l_b увеличивается с ростом расчетного сопротивления арматуры и диаметра арматурного стержня. Поэтому, для уменьшения длины анкеровки целесообразно использовать стержни меньшего диаметра.

Предельное напряжение сцепления по контакту арматуры с бетоном f_{bd} , определяется по формуле

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

- f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению (при $\gamma_c = 1,5$);
 η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании;
 η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня;
 η_3 – коэффициент, учитывающий вид периодического профиля арматуры;

Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} нормы рекомендуют рассчитывать по формуле:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_b \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}$$

где $A_{s,req}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая по сортаменту площадь продольной арматуры;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, определяемые по табл. 5.5 НД и зависящие от толщины защитного слоя бетонная, вида армирования поперечными стержнями по длине анкеровки, давления, приложенного перпендикулярно к линии скольжения стержня и действующее на расчетной длине анкеровки;

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

Длина анкеровки (l_{bd}) концов отогнутой арматуры должна быть не менее:

- в растянутом бетоне – $20\varnothing$;
- в сжатом бетоне – $10\varnothing$.

Обрываемые в пролете стержни арматуры следует заводить за точку теоретического обрыва:

- в растянутой зоне – не менее $0,5h + 20\varnothing$ и не менее l_{bd}
 где h – высота конструкции в точке теоретического обрыва;
- в сжатой зоне – не менее $20\varnothing$ и не менее 250 мм.

Для обеспечения анкеровки стержней продольной арматуры, заводимых за внутреннюю грань свободной опоры их длина должна быть не менее:

- в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно – $5\varnothing$;

– в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете – $15\emptyset$;

– тоже, если до опоры доводится $2/3$ сечения арматуры – $10\emptyset$;

Если не возможно обеспечить анкеровку расчетом на всю требуемую длину, норма дают рекомендации по устройству специальных анкеров:

1. Петли, крюки, лапки
2. Шайбы, уголки, пластины

Для арматуры, имеющей дополнительные анкерные элементы (отгибы, петли и т.д.) значение l_{bd} , принимают равным не менее 70% значения l_b .

Усадка и ползучесть железобетона

Бетон при твердении на воздухе подвержен усадке. В железобетонных конструкциях арматура вследствие ее сцепления с бетоном препятствует развитию усадки бетона, что, в свою очередь, приводит к появлению в бетоне растягивающих усилий (напряжений). При этом в арматуре появляются усилия сжатия. Если первоначальная длина в бетонном образце при усадке уменьшается на величину ε_{sh} , то в железобетонной конструкции длиной l при симметричном армировании образец укоротится на меньшую величину $\varepsilon_{sh,c}$. (sh – усадка, с – норма). Разность этих деформаций можно рассматривать как удлинение бетона на величину ε_{ct} , вызванную сопротивлением арматуры уменьшению объема бетона.

Таким образом, при усадке ЖБ растягивающие напряжения зависят от:

1. От свободной усадки бетона
2. От коэффициента армирования ρ
3. От упругопластических свойств бетона.

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

Арматура в железобетонных конструкциях является как и при усадке внутренней связью, препятствующей свободным деформациям ползучести бетона. Вследствие сцепления арматуры с бетоном при продолжительном действии нагрузки, ползучесть приводит к перераспределению напряжений в арматуре и бетоне. Если загрузить железобетонный элемент постоянной нагрузкой, то в момент приложения нагрузки, сжатый элемент сократится на величину Δ_{el} . Через определенный промежуток времени при действии постоянной сжимающей нагрузки под влиянием ползучести бетона образец

уменьшится дополнительно на величину Δ_t , на такую же величину укоротится и арматура, работающая совместно с бетоном. При этом, арматура работает в упругой стадии, поэтому напряжения в ней возрастут. Так как нагрузка постоянная, то для сохранения условия равновесия в сечении, напряжения в бетоне должны соответственно уменьшиться, что, в свою очередь, приводит к дополнительному загрузению арматуры по времени и, соответственно, лучшему использованию арматурной стали.

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

1. В коротких центрально сжатых железобетонных конструкциях ползучесть оказывает положительное влияние, так как обеспечивает более полное использование прочностных свойств стали;

2. В гибких сжатых элементах ползучесть вызывает увеличение начальных эксцентриситетов, способствующих снижению несущей способности;

3. В изгибаемых элементах под влиянием ползучести сжатые зоны будут сокращаться, а растягивающие – удлиняться, что приводит к увеличению прогиба в 2-3 раза;

4. Предварительно напряженные железобетонные конструкции под влиянием ползучести – арматура будет укорачиваться, в результате чего происходит потеря преднапряжений.

Воздействие температуры на железобетонные конструкции

При воздействии температуры в железобетонных конструкциях возникают внутренние напряжения, вызванные некоторым различием коэффициентов линейной температурной деформации α_t цементного камня, зерен заполнителя и стальной арматуры.

В зависимости от температурного перепада:

1. При воздействии на железобетонные конструкции температуры до 50°C внутренние напряжения в материалах не велики и практически не приводят к уменьшению прочности бетона;
2. В условиях систематического воздействия температур в пределах $60-200^\circ\text{C}$, необходимо при расчетах учитывать снижение прочности бетона до 50%;
3. При значительном нагреве (свыше 500°C) с последующим охлаждением бетон разрушается.

Для конструкций, испытывающих длительное воздействие температуры применяют специальные жаростойкие бетоны. В статически неопределимых ЖБК под воздействием сезонного изменения температуры

возникают дополнительные усилия, которые при большой протяженности зданий являются значительными (устройство ТДШ).

Тема 1.5 Сущность предварительного напряжения

Общие понятия о предварительно напряженных железобетонных конструкциях. Цели предварительного напряжения

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

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

Цели предварительного напряжения

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

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

Целью предварительного напряжения не является повышение несущей способности!

Классификация предварительно напряженных конструкций

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

1) предварительное напряжение при помощи стальной арматуры, устанавливаемой в конструкцию (рис. 1.17а);

2) предварительное напряжение в результате действия горизонтальной реакции, создаваемой домкратами, установленными между жесткими опорами и напрягаемой конструкцией, либо расширением бетона, из которого она выполнена (см. рис. 1.17б);

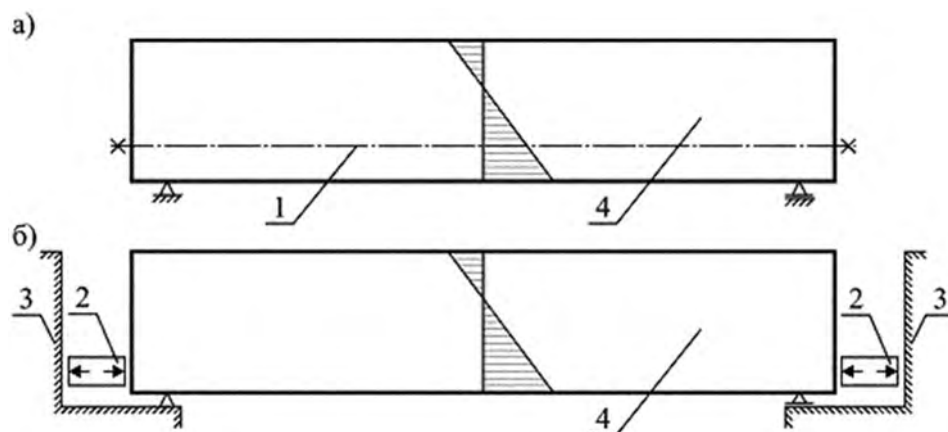


Рис. 1.17. Предварительное напряжение конструкций при обжати рабочей арматурой (а) и реакциями внешнего ограничения (б) – жесткими упорами
1 – напрягаемая арматура; 2 – домкраты; 3 – жесткий упор;
4 – конструкция, подвергаемая предварительному напряжению.

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

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

1) по принципу действия напряженного армирования: а) одноосно предварительно напряженные; б) двухосно предварительно напряженные; в) объемно предварительно напряженные конструкции;

2) по методу изготовления: а) с натяжением на упоры; б) с натяжением арматуры на бетон; в) самонапряженные; г) сборно-монолитные (с обетонированными предварительно напряженными сборными элементами).

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

- полное предварительное напряжение, если при действии эксплуатационной нагрузки напряжения в бетоне наиболее растянутых волокон сечения σ_{ct} (как правило, на уровне напрягаемой арматуры) равны нулю;
- если растягивающие напряжения в бетоне σ_{ct} не превышают допустимых значений, говорят об ограниченном предварительном напряжении;
- если величина растягивающих напряжений не ограничивается и растянутая напрягаемая арматура установлена исходя из уровня ограничения недопустимого чрезмерного раскрытия трещин, в этом случае принято говорить о частичном предварительном напряжении.

Технология создания предварительного напряжения в конструкциях

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

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

При выполнении предварительного напряжения конструкции с натяжением на упоры напрягаемую арматуру до бетонирования заводят в форму, один конец стержня закрепляют на неподвижном упоре, а другой натягивают с применением, например, домкрата или другого устройства до получения величины заданного начального контролируемого напряжения $\sigma_{p0,max}$ (рис. 1.18). После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть передаточной прочностью, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Восстанавливая упругие деформации при обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 1.18в). Таким образом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия в бетоне.



Рис. 1.18. Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры
1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

При натяжении арматуры на бетон, предварительно изготавливают слабо армированный либо бетонный элемент, а затем, после достижения бетоном передаточной прочности, выполняют его обжатие. В этом случае напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натяжение осуществляют на бетон при помощи специальных домкратов двойного действия (рис. 1.19).

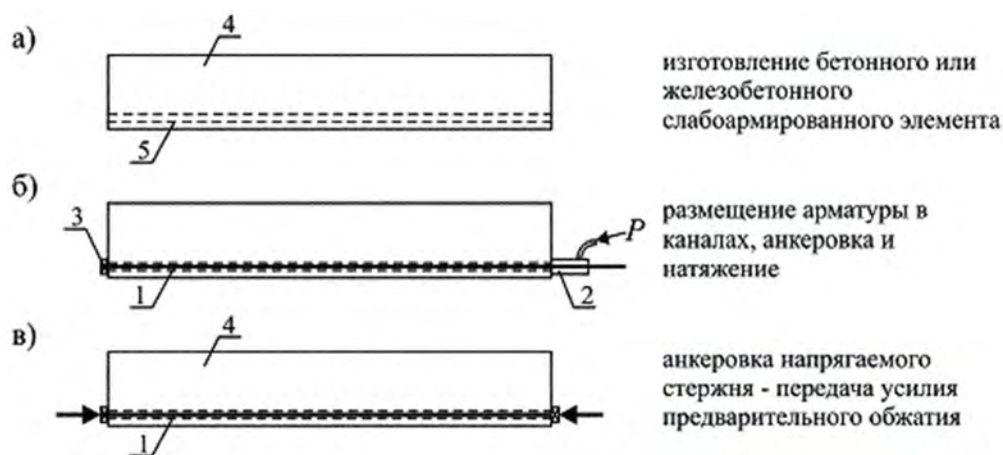


Рис. 1.19. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон

1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия;

3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

Различают следующие способы предварительного напряжения:

1) Механический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры получают вытяжкой арматурного

элемента натяжными механизмами домкраты, системой блоков, рычагов и оттяжек и т.д.

2) Электротермический способ, заключающийся в том, что необходимое относительное удлинение напрягаемой арматуры получают электрическим нагревом арматуры с последующей фиксацией ее на упорах для создания напряжения после ее остывания.

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

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

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

Назначение величины предварительного напряжения

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

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

Нормы по проектированию железобетонных конструкций устанавливают следующие условия назначения величины предварительного напряжения

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{0,max} + p &\leq 0,9 f_{pk} \\ \sigma_{0,max} - p &\geq 0,3 f_{pk} \end{aligned} \right\},$$

где $\sigma_{0,max}$ — начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры;

p — максимально допустимое отклонение значения предварительного напряжения, вызванное технологическими причинами;

f_{pk} — нормативное сопротивление напрягаемой арматуры.

Верхний предел ($0,9f_{pk}$) назначается с тем, чтобы при натяжении деформации арматуры не выходили в область больших неупругих деформаций и не произошел бы ее разрыв. Нижний предел ($0,3f_{pk}$) обеспечивает минимальный уровень предварительного напряжения с учетом проявления потерь. При этом величину предварительного напряжения $\sigma_{0,max}$ назначают с учетом максимально допустимых отклонений, которые могут возникнуть по технологическим причинам в процессе натяжения. При механическом способе натяжения отклонение p принимают равным $0,05\sigma_{0,max}$, а при электротермическом или комбинированном — определяют в зависимости от длины натягиваемого стержня по формуле $p = 30 + 360/l$ (l — расстояние между наружными гранями упоров в м, а p — в МПа). При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 заменяется на 90.

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

Предельную величину предварительного напряжения $\sigma_{s,CE}$ в рабочей арматуре, определяемую в момент снижения величины самонапряжения в бетоне на уровне арматуры до нуля от действия усилий, вызванных соответствующей комбинацией нагрузок, следует назначать из условий:

— для арматуры, имеющей физический предел текучести

$$\sigma_{s,CE} = \sigma_{s,CE0} + \alpha_E \cdot \sigma_{CE} \leq f_{yk}$$

— для арматуры, не имеющей физического предела текучести

$$\sigma_{s,CE} = \sigma_{s,CE0} + \alpha_E \cdot \sigma_{CE} \leq 0,9f_{pk}$$

где $\sigma_{s,CE0}$ — предварительное напряжение в арматуре, вызванное деформациями расширения напрягающего бетона;

σ_{CE} — самонапряжение бетона в конструкции на уровне центра тяжести ограничивающей рабочей арматуры;

$$\alpha_E = E_s/E_{cm}$$

Потери предварительного напряжения

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

Согласно нормативным документам различают следующие потери:

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

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

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

Эксплуатационные потери (п. 5.10.6 ТКП EN 1992-1-1):

1. Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона
2. От смятия бетона под рифами стальной арматуры, натягиваемой на бетон
3. Учет деформаций, вызванный обжатием стыков между блоками конструкции

Тема 1.6 Теория сопротивления железобетона и значение экспериментальных исследований для ее развития

Экспериментальными исследованиями железобетонных элементов, подвергнутых действию изгибающих моментов и продольных сил (растягивающих или сжимающих), установлено, что все они в процессе нагружения имея двузначную (или неравномерную) эпюру распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения проходят характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В качестве иллюстрации рассмотрим последовательность изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения однопролетной свободно опертой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета (рис. 1.20). Принятая классическая схема нагружения позволяет получить при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ($M_{Sd} = const; V_{Sd} = 0$).

Пусть до начала испытаний нагрузкой опытная балка была оснащена следующими приборами:

– для измерения продольных относительных деформаций (Δl_b) в разных уровнях по высоте сечения, что необходимо для построения эпюры распределения относительных деформаций, величина которых может быть легко вычислена

$$\varepsilon_{cn} = \frac{\Delta l_{b,c(n)}}{l_b},$$
$$\varepsilon_{sk} = \frac{\Delta l_{b,s(k)}}{l_b},$$

где $\Delta l_{b,c}, \Delta l_{b,s}$ – абсолютные приращения базовой длины Δl_b , на которой выполняют измерения прибором удлинения (укорочения) соответственно бетона и арматуры;

l_b – база измерения;

Относительные продольные деформации бетона и арматуры могут быть измерены непосредственно тензометрами, а вертикальные перемещения балки – прогибомерами.

Для анализа напряженно-деформированного состояния нормального сечения балки на очередном этапе нагружения необходимо привлечь диаграммы деформирования бетона и арматуры.

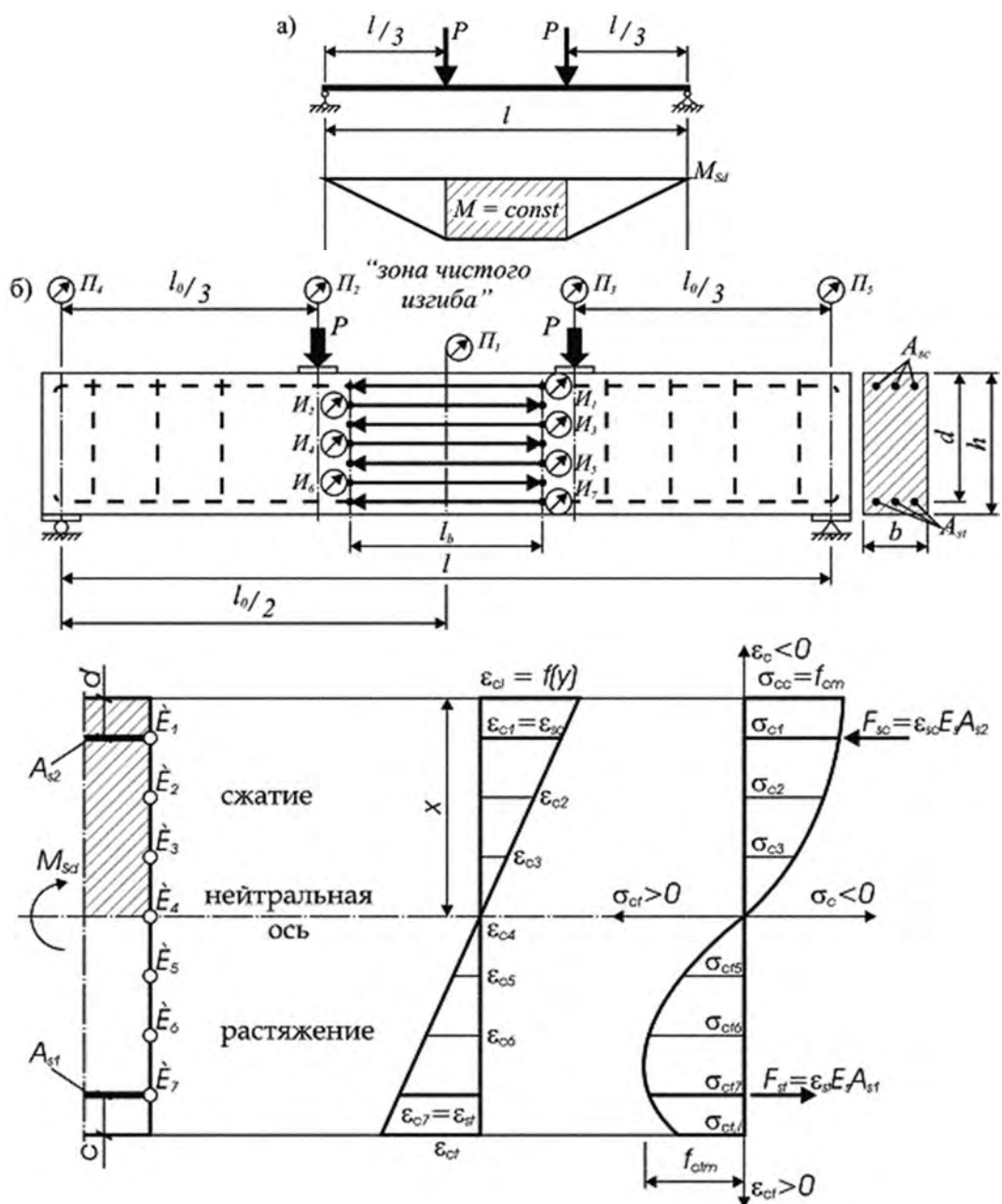


Рис. 1.20. Эпюры распределения усилий (а), схема испытания опытной балки (б) и схема определения напряжений в нормальном сечении

Пользуясь диаграммами деформирования для бетона и арматуры осуществляют переход от зафиксированных в опыте деформаций к относительным деформациям и, далее, к напряжениям в каждом из уровней по высоте сечения балки, для которых выполняются измерения.

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

Стадия 1 напряженно-деформированного состояния нормального сечения характеризует сопротивление железобетонного элемента, работающего без трещин. При этом удобно рассматривать два промежуточных состояния

(стадия 1а и 1б) нормального сечения в зависимости от величины относительных деформаций наиболее растянутой грани сечения.

Стадия 1а имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента в зоне чистого изгиба невелика, бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (линейная зависимость между напряжениями и деформациями) (рис. 1.21).

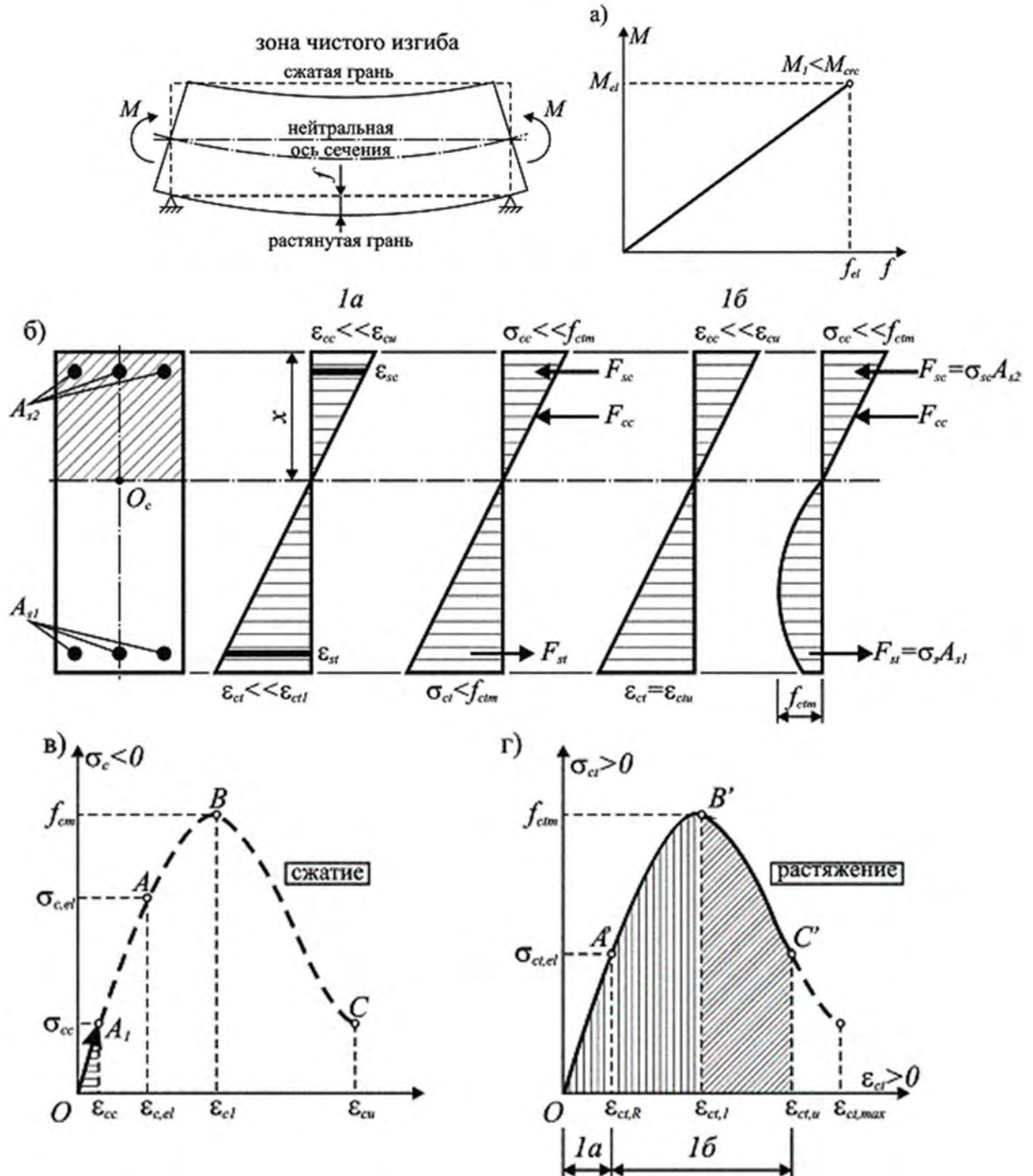


Рис. 1.21. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, (M) и прогибом (f), фиксируемым по прогибомерам (рис. 1.21а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 1.21б). Относительные деформации наиболее растянутой грани бетона не превышают упругих, а модуль деформаций как для сжатого, так и для растянутого бетона равен начальному модулю упругости E_{c0} .

Если бетон в сжатой зоне все еще продолжает работать в области упругого деформирования (участок OA_1 диаграммы рис. 1.21в), то в бетоне растянутой зоны развиваются значительные пластические деформации. Связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной и в пределах растянутой зоны сечения практически полностью реализуется диаграмма деформирования бетона при растяжении (участок OB' рис. 1.21в).

При приближении к предельным деформациям $\varepsilon_{ct,u}$ (участок $B'C'$ рис. 1.21г) наступает **стадия 1б**, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций $\varepsilon_{ct,u}$ образуются нормальные трещины и происходит перераспределение внутренних усилий между арматурой и бетоном. Момент образования нормальных трещин будет отмечен изменением угла наклона графика зависимости « $M-f$ » (рис. 1.22) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастания деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

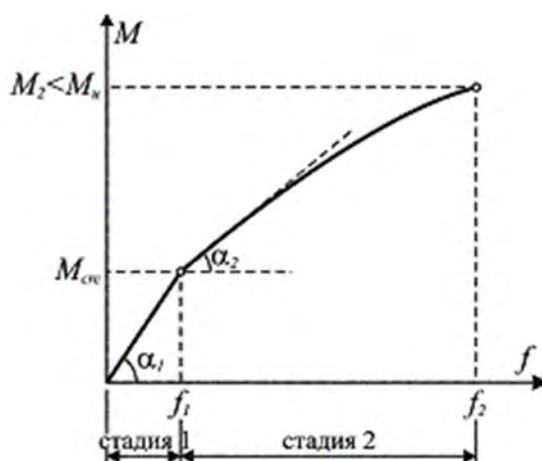


Рис. 1.22. Зависимость « $M-f$ »

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

- отсутствие нормальных трещин в растянутой зоне сечения;

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

Стадия 2 характеризует сопротивление нормального сечения железобетонной конструкции, имеющей нормальные трещины. После образования нормальных трещин в сечении с трещиной нейтральная ось смещается по направлению к наиболее сжатой грани, уменьшая высоту сжатой зоны (x). В то же время на участках между трещинами, где арматура продолжает сопротивляться совместно с бетоном и сцепление не нарушено, положение нейтральной оси в меньшей степени отклоняется от начального, соответствующего упругой работе материала. Таким образом нейтральная ось по длине зоны чистого изгиба занимает некоторое волнообразное положение. При этом деформации и напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне по длине элемента распределяются неравномерно. Так, для растянутой арматуры напряжения в сечении с трещиной достигают максимальных значений $\sigma_{s,max}$ убывая по мере приближения к середине участка между трещинами $l_{cr}/2$ (рис. 1.23). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина.

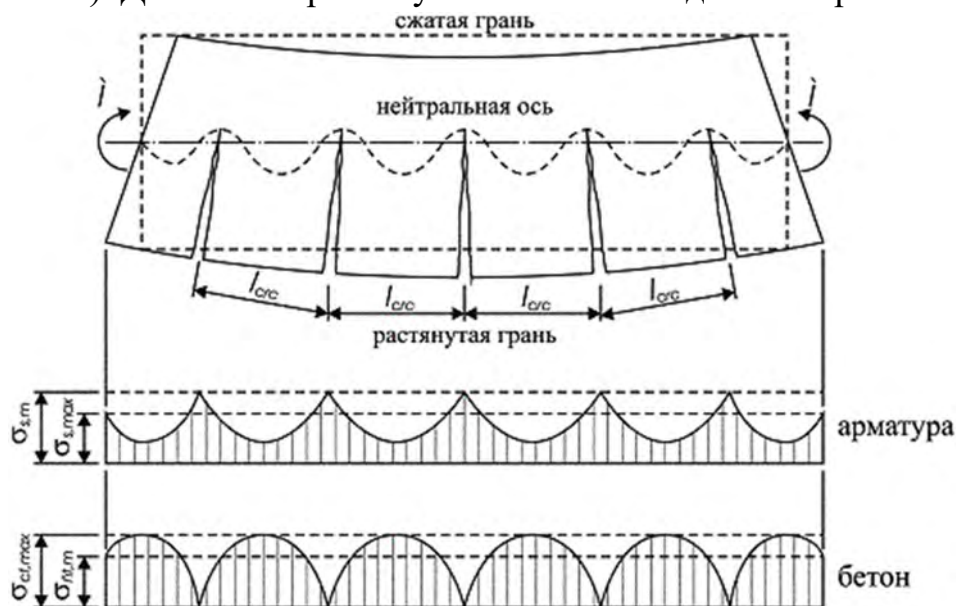


Рис. 1.23. Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 1.24.

Таким образом, в сечении с трещиной существенно возрастает роль арматуры, в основном воспринимающей растягивающее усилие (F_{st}), которое

уравновешивает усилие в сжатой зоне бетона F_{cc} , а при наличии арматуры A_{sc} – и дополнительное усилие в сжатой арматуре F_{sc} .

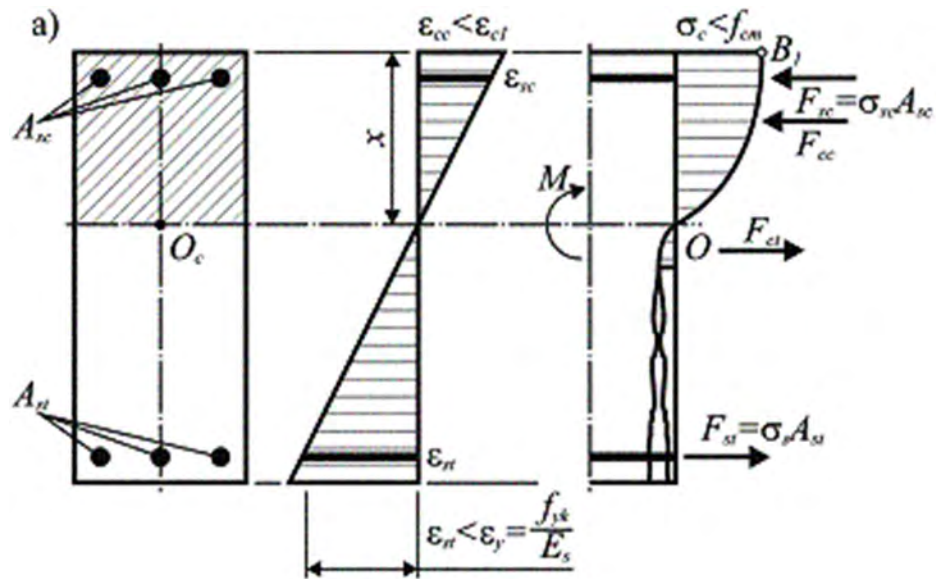


Рис. 1.24. Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния

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

Таким образом, для стадии 2 характерными являются следующие признаки:

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

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

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

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

В первом случае относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений ε_{sy} , соответствующих напряжениям, равным физическому или условному пределу текучести. При этом относительные деформации наиболее сжатой грани бетона к этому моменту не достигают предельной сжимаемости ε_{cu} . В этом случае прогибы элемента развиваются без прироста нагрузки, трещины раскрываются и развиваются в глубь по высоте сечения, сокращая высоту сжатой зоны (рис. 1.25).

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

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

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

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

временно наступает текучесть арматуры (ϵ_{su}) и бетон сжатой зоны достигает предельных значений относительных деформаций сжатия (ϵ_{ce}).

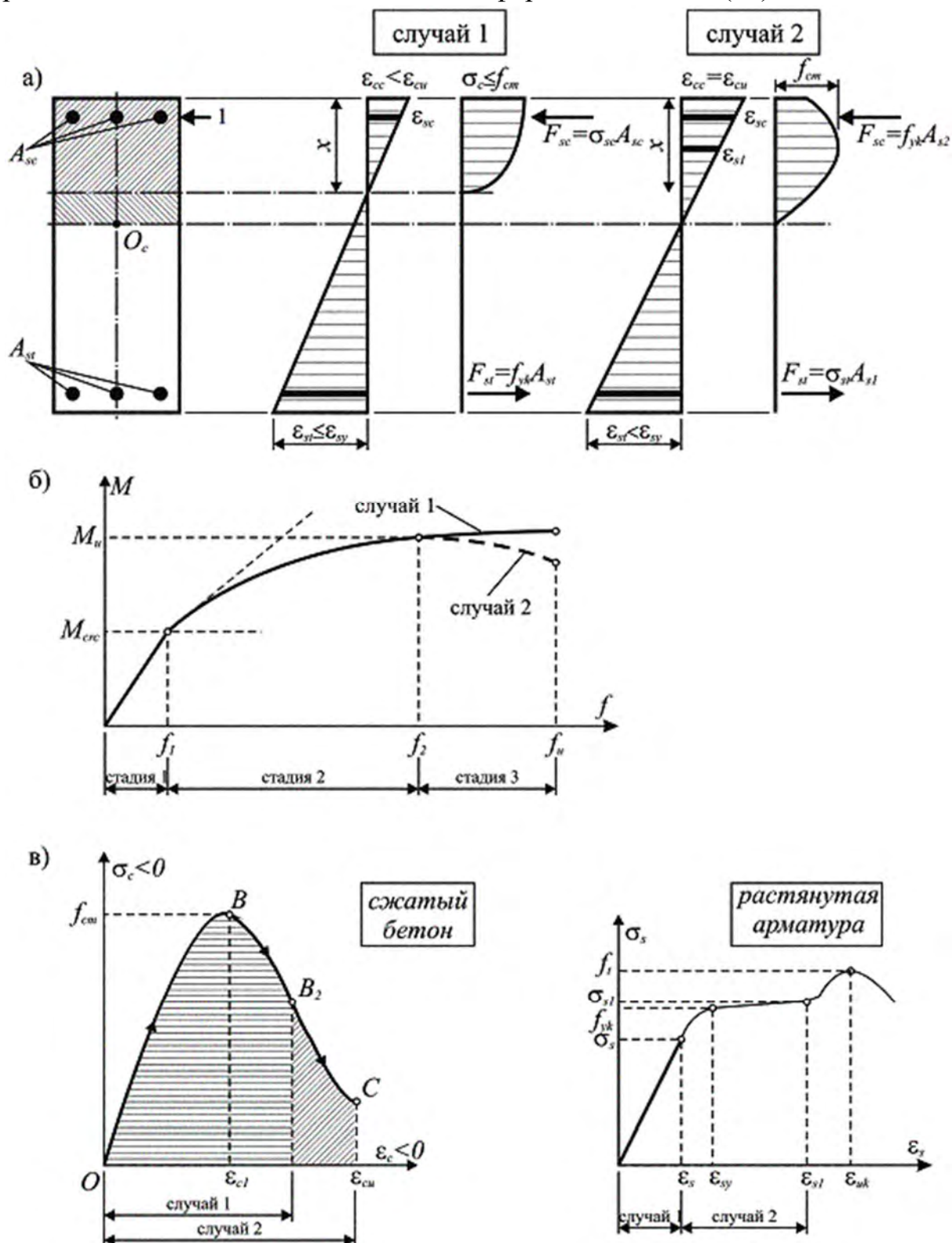


Рис. 1.25. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « $M-f$ » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

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

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

По длине пролета рассмотренной железобетонной балки одновременно при одном уровне нагружения имеют место все рассмотренные стадии напряженно-деформированного состояния для нормального сечения в зависимости от изменения величины изгибающего момента (рис. 1.26).

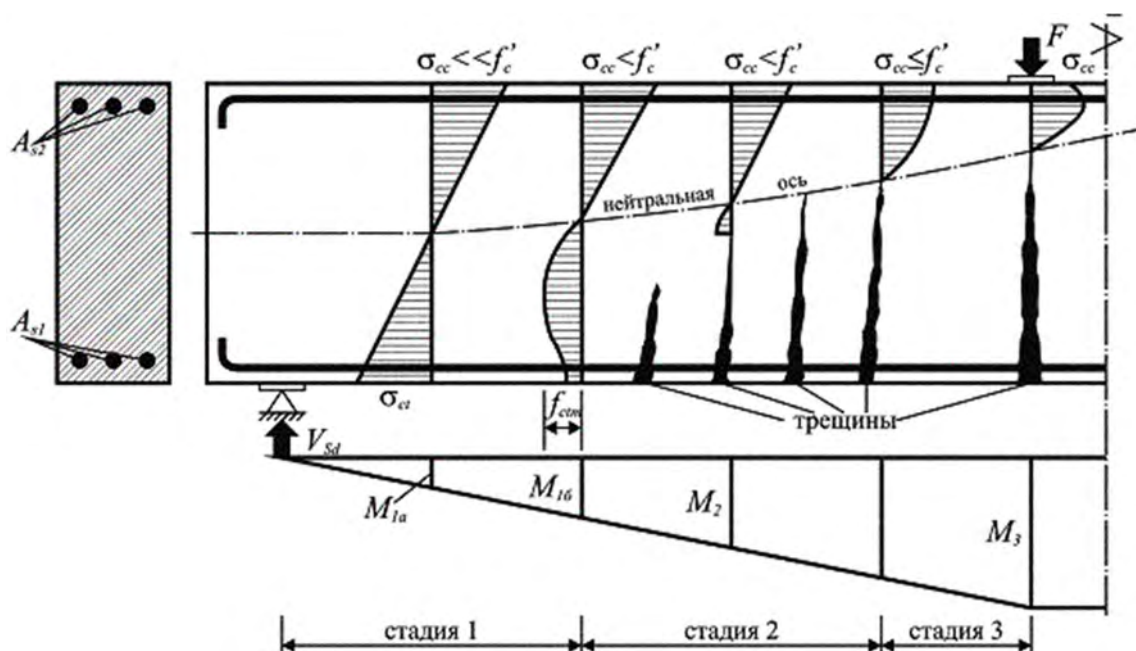


Рис. 1.26. Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

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

Тема 1.7 Основные положения метода расчета по допускаемым напряжениям, по разрушающим усилиям. Метод расчета железобетонных конструкции по предельным состояниям

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

1. Расчет по допускаемым напряжениям.

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

2. Метод расчета по разрушающим усилиям.

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

3. Метод расчета по предельным состояниям.

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

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

Установлены две группы предельных состояний:

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

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

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

1. Недопустимое трещинообразование в бетоне конструкции, влияющее на долговечность и внешний вид конструкции.

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

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

Расчеты по эксплуатационной пригодности включают в себя:

1. Расчет по прочности (нормальных сечений, наклонных сечений);
2. Расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения;
3. Расчеты на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки.

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

$$\begin{aligned}E_d &\leq R_d \\N_{sd} &\leq N_{rd} \\M_{sd} &\leq M_{rd} \\V_{sd} &\leq V_{rd}\end{aligned}$$

E_d - расчетное значение внешнего воздействия

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

N_{sd}, M_{sd}, V_{sd} - расчетная внешняя нагрузка

N_{rd}, M_{rd}, V_{rd} - несущая способность сечения (нагрузка, которую может воспринять сечение)

Расчеты по эксплуатационной пригодности включают в себя:

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

1. $C_k \leq C_{lim}$

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

3. $a_k \leq a_{lim}$

C_k - расчетное значение параметра

c_{lim} – предельное, нормируемое значение параметра

ω_k – расчетная ширина раскрытия трещин

ω_{lim} - предельно допустимая ширина раскрытия трещин (регламентируется нормативными документами).

a_k - расчетный прогиб или перемещение железобетонной конструкции от внешней нагрузки

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

Воздействия (нагрузки) на железобетонные конструкции в методе предельных состояний

Общая классификация воздействий

Согласно нормативным документам воздействия классифицируются в зависимости от:

1. Источника происхождения:
 - a. Прямое воздействие (воздействия приложены непосредственно к конструкции и вызывают в элементах напряжения и перемещения)
 - b. Косвенное воздействие (реактивные силы, вызванные перемещением связей, соединениями, неравномерными осадками опор, температурно-усадочными деформациями).
2. Изменения величины воздействия во времени (продолжительности действия):
 - a. Постоянная нагрузка G
 - b. Переменное значение – полезная, ветровая, снеговая – Q.
 - c. Особая нагрузка (аварийная)
3. Изменения воздействий в пространстве
 - a. Стационарная (неподвижная)
 - b. Нестационарная (подвижная)
4. Физической природы воздействия
 - a. Статические нагрузки
 - b. Динамические нагрузки

Нормативное и расчетное воздействие

При расчете железобетонных конструкций согласно нормативным документам, в общем случае переход от нормативных к расчетным значениям осуществляется следующим образом. Расчетные значения нагрузок определя-

ют путем умножения их нормативного значения на частный коэффициент безопасности по нагрузке

Для *постоянных* нагрузок (вес конструкций):

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

Для *переменных* нагрузок:

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

Сочетание нагрузок. Наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок

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

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

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

Первое основное сочетание:

$$\begin{aligned} & \sum_j (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \\ & \Sigma_1 = \sum_j (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) \\ & \Sigma_2 = \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \end{aligned}$$

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

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

Σ_1 – полная сумма всех расчетных постоянных нагрузок

Σ_2 – полная сума всех расчетных переменных нагрузок, с соответствующими понижающими коэффициентами

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

Второе основное сочетание:

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

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

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

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

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

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

Количество вариантов второго основного сочетания зависит от количества переменных нагрузок.

Особое сочетание:

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

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

При расчете конструкций по эксплуатационной пригодности следует принимать:

– Нормативное (редкое) сочетание

– Частое сочетание $P_{k,fr} = g_k + \psi_1 \cdot q_k$

– Практически постоянное сочетание $P_{k,lt} = g_k + \psi_2 \cdot q_k$

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

Частные коэффициенты для материалов:

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

Для определения характеристических значений прочностных характеристик материалов принимают значение обеспеченности не менее 0,95, обозначающее, что не менее чем в 95 случаях из 100 прочность материала будет выше нормативной. Такая обеспеченность является весьма высокой и дает ощутимый запас прочности конструкции. Тогда связь между нормативным и средним значениями прочности при $t = 1,64$ выражается формулой:

$$f_k = f_m(1 - 1,64V_x) \quad (7.10)$$

где f_k – нормативное значение прочности;

f_m – средняя прочность;

V_x – коэффициент вариации прочности, принимаемый по результатам статистических оценок.

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

При проверке предельных состояний по несущей способности следует использовать частные коэффициенты для материалов γ_c и γ_s .

Таблица 1.3. Частные коэффициенты для материалов для предельных состояний по несущей способности

Расчетная ситуация	γ_c для бетона	γ_s для арматуры	γ_s для напрягаемой арматуры
Постоянная и переходная	1,5	1,15	1,15
Особая	1,2	1,0	1,0

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

Тема 1.8 Долговечность конструкций

Основные требования к железобетонным конструкциям:

Согласно нормативным документам железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям:

1. *По безопасности* - чтобы с назначенной степенью надежности не происходили бы разрушения любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.
2. *По пригодности к эксплуатации* – чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных воздействиях не происходило бы образование трещин, чрезмерное их раскрытие, а так же не возникали бы лимитированные прогибы и колебания.
3. *По долговечности* – чтобы с назначаемой степенью надежности в течение установленного нормами периода эксплуатации конструкции удовлетворяли бы требованиям к безопасной нормальной эксплуатации при сочетаниях самых неблагоприятных воздействий.

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

Условия окружающей среды — это химические и физические условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям. Условия окружающей среды классифицируются по таблице 4.1 ТКП EN 1992-1-1. Дополнительно к условиям согласно таблице 4.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий. Классы по условиям эксплуатации делятся на:

- 1) ХО (Отсутствие риска коррозии и химического воздействия);
- 2) ХС1, ХС2, ХС3, ХС4 (Коррозия, вызванная карбонизацией);
- 3) ХД1, ХД2, ХД3 (Коррозия, вызванная хлоридами);
- 4) ХС1, ХС2, ХС3 (Коррозия, вызванная хлоридами морской воды);
- 5) ХФ1, ХФ2, ХФ3, ХФ4 (Воздействие попеременного замораживания и оттаивания);
- 6) ХА1, ХА2, ХА3 (Химическое воздействие).

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

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

Выбор достаточно долговечного бетона для защиты от коррозии арматуры и защиты от агрессивных воздействий на бетон требует рассмотрения состава бетона. Это может привести к тому, что для обеспечения долговечности потребуется более высокий класс бетона по прочности на сжатие, чем класс, требуемый по расчету конструкции. Взаимосвязь между классами прочности бетона и классами условий эксплуатации может быть описана при помощи индикативных классов прочности. Если выбранный класс бетона выше, чем это требуется по расчету, то при определении минимального армирования и для ограничения ширины трещин класс бетона должен быть принят по более высокой прочности. Значения индикативных классов прочности указаны в таблице E.1N приложении E ТКП EN 1992-1-1.

Защитный слой бетона

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

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

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

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

$$d = h - c$$

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

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

d – рабочая высота сечения.

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

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

где $c_{min,b}$ — минимальная толщина из условия сцепления, см. табл 4.2 ТКП EN 1992-1-1;

$c_{min,dur}$ — минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды. Нормы дают отдельно рекомендации по определению $c_{min,dur}$ для предварительно напряженных железобетонных конструкций и железобетонных конструкций без предварительного напряжения согласно табл. 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1.

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

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

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

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

Коррозия железобетона

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

Коррозия бетона зависит от:

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

Коррозия арматуры вызывается:

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

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

Для уменьшения коррозии следует:

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

Тема 1.9 Классификация методов расчета. Общий деформационный метод расчета

Согласно положения норм проектирования расчет железобетонных конструкций по прочности сечений нормальных к продольной оси при действии изгибающих моментов и продольных сил может выполняться с использованием нескольких методов, область применения которых приведена в таблице 8.1.

Метод предельных усилий

Расчет прочности нормальных сечений простой симметричной формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения допускается производить по методу предельных усилий с использованием только уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов (таблица 1.4).

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

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

Таблица 1.4. Классификация методов расчета железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии изгибающего момента и продольных сил.

Метод расчета	Вид диаграммы деформирования бетона	Характер эпюры напряжений сжатой зоны	Область применения метода расчета
Общий деформационный	Параболическая с ниспадающей ветвью	Криволинейная	
	Параболически линейная	Криволинейная	
	Билинейная	Трапецеидальная	
Предельных усилий	Жесткопластическая	Прямоугольная	Расчет конструкций по прочности сечений, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента: при выполнении условия $x \leq \xi_{lim} \cdot d$ для конструкций, изготовленных из бетона класса не более C50/60; при выполнении условия $x > \xi_{lim} \cdot d$ для конструкций, изготовленных из бетона класса C25/30 и ниже с арматурой классов S240, S400, S500.

Упрощенный деформационный метод

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

Общий деформационный метод

Этот метод позволяет:

1. Выполнять расчет конструкций на прочность сечения любой формы (не только прямоугольные и тавровые)
2. С произвольным расположением арматуры (расчет и в растянутой и в сжатой зоне)
3. При любой схеме приложения M и N
4. Используют параболическую диаграмму бетона с ниспадающей ветвью, поэтому, в этом случае эпюра напряжений характер сжатой части бетона криволинейный.

В общем случае расчеты железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих), по прочности (несущей способности) и пригодности к нормальной эксплуатации при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними воздействиями, следует производить на основе деформационной расчетной модели нормальных сечений, использующей совместно:

– уравнения равновесия моментов и продольных сил в нормальном сечении;

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

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

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

Для сечения произвольной формы, при любой системе сил, действующих на сечение ($M_{Sd,x}$; $M_{Sd,y}$; N_{Sd}), имеющего арматуру, распределенную по

сечению, расчетную систему уравнений деформационного метода в общем случае можно записать:

– условия равновесия:

$$\int_{A_{\bar{n}}} \sigma_{\bar{n}}(\varepsilon_{\bar{n}}) dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} + N_{Sd} = 0$$

$$\int_{A_{\bar{n}}} \sigma_c(\varepsilon_c) x dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} x_k + (M_{Sd,x} + N_{Sd} e_x) = 0$$

$$\int_{A_{\bar{n}}} \sigma_c(\varepsilon_c) y dA_c + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} y_k + (M_{Sd,y} + N_{Sd} e_y) = 0$$

– уравнения совместности деформации в виде гипотезы плоского сечения, определяющие их распределение по сечению

$$\varepsilon_{cn} = \varepsilon_z + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n$$

$$\varepsilon_{sk} = \varepsilon_z + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k$$

– физические уравнения, связывающие напряжения и деформации для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования для бетона и арматуры

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

При использовании деформационной расчетной модели критерием исчерпания прочности железобетонной конструкции по нормальному сечению принято условие достижения сжатым бетоном и (или) растянутой арматурой предельных значений относительных деформаций, установленных нормативными документами.

При решении указанных уравнений используют либо правила точного интегрирования, либо прибегают к численному интегрированию (суммированию) напряжений, действующих по элементарным площадкам, выделенным в пределах расчетного сечения. Наиболее распространенным считается метод численного интегрирования (суммирования), в котором бетонное сечение мысленно разбивают на отдельные малые участки площадью A_{cn} , как правило, прямоугольной формы, дополненные по необходимости треугольными или трапециевидными участками.

В упрощенных моделях принимают допущение о том, что напряжения σ_{cn} в пределах каждого выделенного элементарного участка бетона постоянны и равны напряжениям на уровне его центра тяжести (рис. 9.1). Поэтому

относительные деформации ε_{cn} рассчитывают на уровне центра тяжести каждого элементарного участка. Считается, что допущение о постоянстве напряжений в пределах элементарного участка не вносит существенной погрешности в расчеты, если его размеры не превышают $1/10$ соответствующего размера сечения.

Для каждого « n »-го элементарного участка бетона фиксируют его площадь A_{cn} и координаты центра тяжести x_n, y_n (расстояния до соответствующих осей, рис. 1.27). Каждому арматурному стержню присваивают свой номер, а также фиксируют его площадь A_{sk} и положение центра тяжести x_k, y_k .

Тогда обозначив $M_x = (M_{Sd,x} + N_{Sd}e_x)$, $M_y = (M_{Sd,y} + N_{Sd}e_y)$ и переходя к численному интегрированию условия равновесия могут быть записаны:

$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c) A_{cn} + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} = N_{Sd,x}$$

$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c) A_{cn} x_n + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} x_k = M_x$$

$$\sum_n \sigma_{cn}(\varepsilon_c) A_{cn} y_n + \sum_k \sigma_{sk}(\varepsilon_s) A_{sk} y_k = M_y$$

Учитывая то обстоятельство, что напряжения и относительные деформации на рассматриваемом уровне нагружения конструкции связаны секущим модулем деформаций, определяемым из диаграммы деформирования, можно записать:

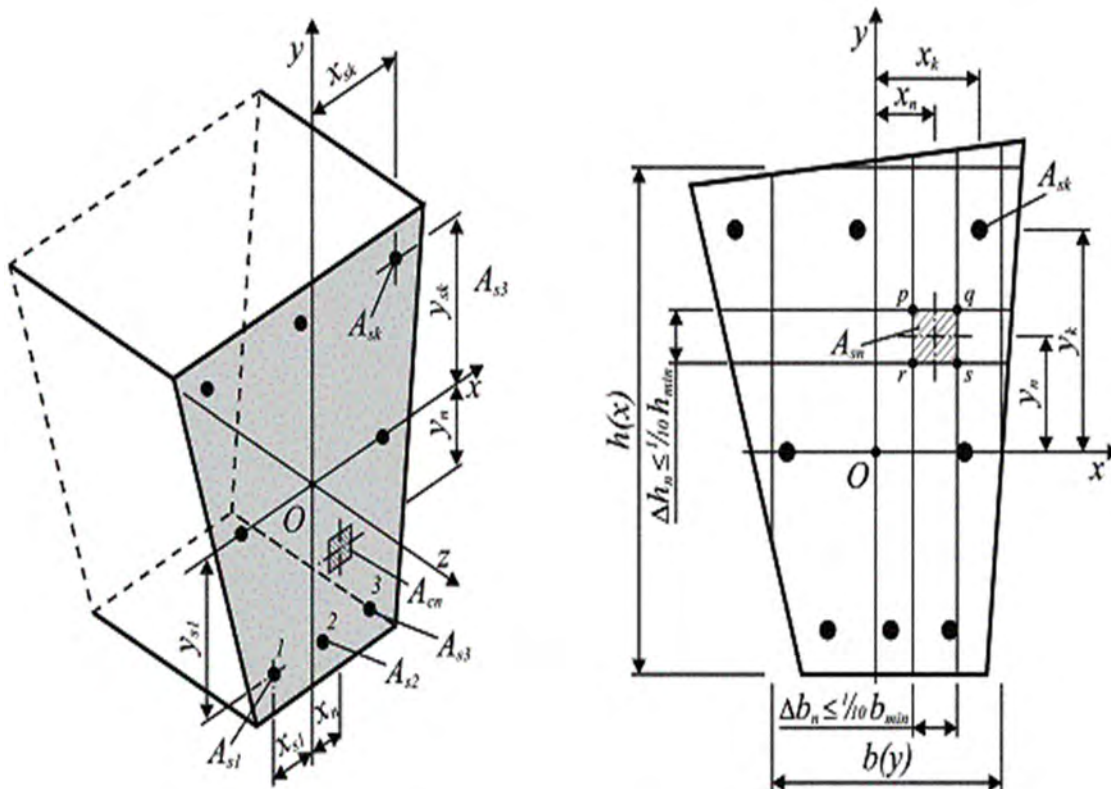


Рис. 1.27. Разбиение поперечного сечения на элементарные участки при расчете на действие изгибающих моментов и продольных сил

$$\begin{aligned}\sigma_{cn}(\varepsilon_c) &= E'_{cn} \varepsilon_{cn} \\ \sigma_{sk}(\varepsilon_s) &= E'_{sk} \varepsilon_{sk}\end{aligned}$$

где E'_{cn} , E'_{sk} – численные значения модуля деформаций соответственно для бетона и арматуры, определяемые из диаграммы деформирования на соответствующем уровне нагружения.

Условия равновесия с учетом этого запишутся в виде:

$$\begin{aligned}\sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} &= N_{Sd} \\ \sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} y_k &= M_y \\ \sum_n \varepsilon_{cn} E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k \varepsilon_{sk} E'_{sk} A_{sk} x_k &= M_x\end{aligned}$$

Подставив в условия равновесия сечения уравнения, описывающие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре, получаем:

$$\begin{aligned}\sum_n (\varepsilon_x + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k (\varepsilon_x + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} y_k &= M_y \\ \sum_n (\varepsilon_x + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} + \sum_k (\varepsilon_x + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} &= N_{Sd} \\ \sum_n (\varepsilon_x + \varphi_x x_n + \varphi_y y_n) E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k (\varepsilon_x + \varphi_x x_k + \varphi_y y_k) E'_s A_{sk} x_k &= M_x\end{aligned}$$

Выполняя преобразования уравнений, получаем систему расчетных уравнений относительно неизвестных ε_z , φ_x , φ_y :

$$\begin{aligned}R_{3.1} z + R_{3.2} \varphi_x + R_{3.3} \varphi_y &= M_y \\ R_{1.1} z + R_{1.2} \varphi_x + R_{1.3} \varphi_y &= N_{Sd} \\ R_{2.1} z + R_{2.2} \varphi_x + R_{2.3} \varphi_y &= M_x\end{aligned}$$

где:

$$R_{1,1} = \sum E'_{cn} A_{cn} + \sum_k E'_s A_{sk}$$

- осевая жесткость, зависящая от уровня нагружения и геометрических характеристик сечения;

$$R_{1,2} = R_{2,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n + \sum_k E'_s A_{sk} x_k$$

- изгибно-осевая жесткость, отражающая взаимное влияние продольного сжатия (растяжения) и изгиба по направлению оси x ;

$$R_{2,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n^2 + \sum_k E'_s A_{sk} x_k^2$$

- изгибная жесткость в направлении оси x ;

$$R_{1,3} = R_{3,1} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n + \sum_k E'_s A_{sk} y_k$$

- изгибно-осевая жесткость по направлению оси y ;

$$R_{2,3} = R_{3,2} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} x_n y_n + \sum_k E'_s A_{sk} x_k y_k$$

- жесткость, отражающая взаимное влияние изгиба в направлении осей x и y ;

$$R_{3,3} = \sum_n E'_{cn} A_{cn} y_n^2 + \sum_k E'_s A_{sk} y_k^2$$

- изгибная жесткость в направлении оси y .

Систему уравнений удобно решать в матричной форме:

$$\begin{bmatrix} R_{1,1} & R_{1,2} & R_{1,3} \\ R_{2,1} & R_{2,2} & R_{2,3} \\ R_{3,1} & R_{3,2} & R_{3,3} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \varepsilon_z \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} M_{sd,z} \\ N_x \\ N_y \end{Bmatrix}$$

$\{F\} = \{N_{sd,x}, M_x, M_y\}^T$ – вектор-столбец усилий, вызванных действием расчетных воздействий в рассматриваемом сечении конструкции;

$\{U(\{F\}, S)\} = \{\varepsilon_z, \varphi_x, \varphi_y\}^T$ – вектор-столбец относительных деформаций, являющихся функцией от уровня нагружения и геометрических характеристик сечения S ;

$[R(\{F\}, S)]$ – матрица жесткостей для рассматриваемого сечения, компоненты которой, являются функцией внешних сил, геометрических характеристик сечения и корректируются в зависимости от уровня нагружения;

ε_z – относительная продольная деформация (по линии продольной оси z элемента);

φ_x, φ_y – кривизны продольной оси элемента в плоскостях, совпадающих с осями x и y .

Систему уравнений решают итерационным методом.

Тема 1.10 Упрощенный деформационный метод расчета

Предпосылки и допущения метода

Этот метод можно применять при проектировании ЖБК, имеющих сечение простой геометрической формы с симметричной арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой гранях сечений. В этом случае допускается принимать параболически-линейную диаграмму, для которых взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями можно описывать следующими зависимостями:

$$\begin{cases} \sigma_c = \alpha f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \right)^n \right] \\ \text{при } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = \alpha f_{cd} \\ \text{при } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu2} \end{array} \right. \end{cases}$$

ε_{c2} – относительная деформация соответствующая максимальному напряжению бетона по принятой диаграмме;

ε_{cu2} – расчетная предельная относительная деформация бетона;

n – показатель степени, принимаемый в зависимости от класса бетона.

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

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

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

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

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

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

4. Напряжения и относительные деформации бетона и арматуры связаны соответствующими расчетными диаграммами деформирования « σ – ε » для материалов.

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

- a) Для центрально сжатых элементов $\varepsilon_{cu2} \leq 2\text{‰}$
- b) Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов $\varepsilon_{cu2} \leq 3.5\text{‰}$
- c) Величина $\varepsilon_{st} \leq 10\text{‰}$

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

В упрощенном деформационном методе рассматривается 4 области деформирования:

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

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

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

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

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

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

Наиболее рациональной расчетной ситуацией при проектировании изгибаемых внецентренно сжатых или внецентренно растянутых ЖБ элементах, работающих с двухзначной эпюрой относительных деформаций является такая, при которой сечение с заданными геометрическими парамет-

рами, прочностными и деформативными характеристиками материалов работает в области 2.

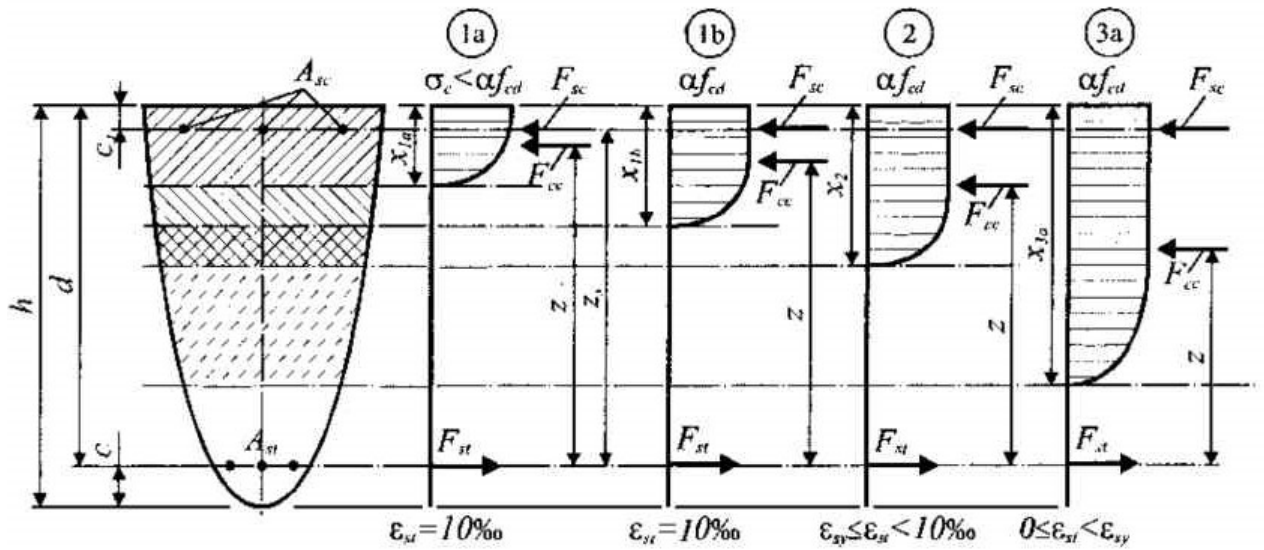


Рис. 1.28. Графики напряжений в бетоне сжатой зоны для разных областей деформирования

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

Расчетные уравнения

Прочность изгибаемых железобетонных элементов следует проверять из условия $M_{Sd} \leq M_{Rd}$, при заданных размерах сечения $b \times h$, площади растянутой арматуры A_{st} , прочностных и деформационных характеристиках материалов прочность проверяют в следующей последовательности. Определяют высоту сжатой зоны сечения в предположении, что относительные деформации растянутой арматуры и сжатого бетона достигают предельных значений. Из проекции всех сил на продольную ось элемента (рис. 1.29):

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

или

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

рассчитывают высоту сжатой зоны

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

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

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

ω_c – коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона
 K_{S2} – эмпирический коэффициент, зависящий от класса арматуры

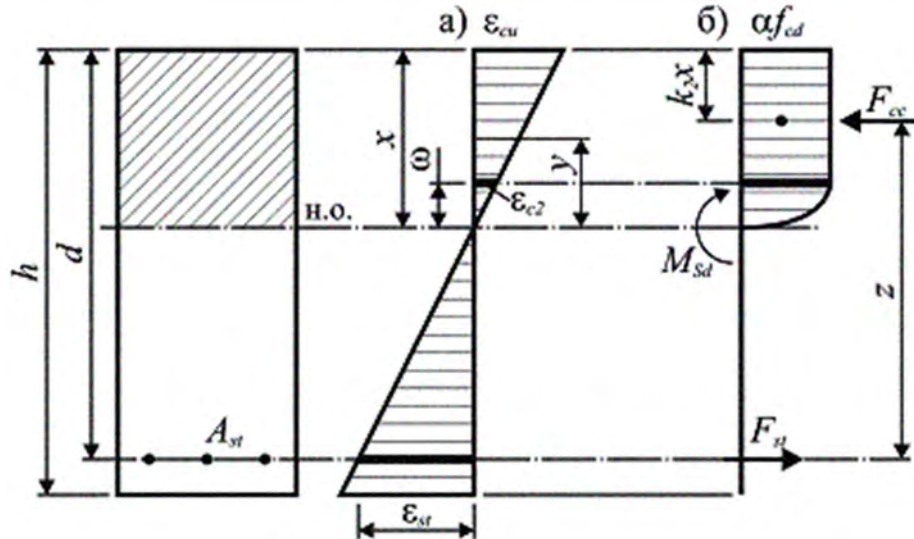


Рис. 1.29. Схемы распределения относительных деформаций (а) и напряжений (б) при определении предельного момента для прямоугольного сечения с одиночным армированием

В практике для расчета прямоугольных сечений пользуются вспомогательной таблицей, преобразуя формулу (9.20) к виду:

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$$

$$A_{st} = M_{Rd} / \eta d f_{yd}$$

где:

$$\alpha_m = \left(\frac{x}{d} \right) \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{x}{d} \right) = \xi \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi)$$

$$\eta = z/d = 1 - 0.5 \cdot \frac{x}{d} = 1 - 0.5 \cdot \xi$$

В случае, если условие не выполняется, т.е. рассчитанное $x_{eff} > x_{lim}$, прочность сечения допускается определять по предельному моменту, который способно воспринять сечение при $x = x_{lim}$:

$$M_{Rd} = M_{Rd,lim} = \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2$$

где $\alpha_{m,lim}$ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \omega_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left[1 - K_2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right]$$

Это упрощение дает некоторый запас прочности.

Если же для переармированного сечения условие прочности $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ не выполняется и при $M_{Rd} = M_{Rd,\text{lim}}$, необходимо прибегнуть к общему случаю расчета, определив фактическое распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении.

Эмпирические коэффициенты ω_c, K_f, K_{S2} определяются по специальным таблицам в зависимости от области деформирования, класса бетона и класса арматуры.

Внецентренно сжатые элементы

В отличие от изгибаемых элементов для внецентренно сжатых элементов напряжения в арматуре, расположенной у растянутой или менее сжатой грани сечения, изменяется в зависимости не только от ее количества, но и от эксцентриситета приложения продольной силы N_{Sd} , проходя значения от растягивающих напряжений, равных расчетному сопротивлению (физическому или угловому пределу текучести) f_{yd} , до нуля и далее до предельных напряжений арматуры при сжатии. Поэтому, для внецентренно-сжатых элементов следует рассматривать две области работы арматуры: с напряжениями, равными пределу текучести, и с переменными напряжениями, изменяющимися от предельных напряжений при растяжении до предельных напряжений при сжатии.

При расчете внецентренно-сжатых элементов могут быть использованы расчетные процедуры, изложенные ранее, для расчета сечений изгибаемых элементов, на которые действует момент M_{Sd1} , определяемый относительно ц.т. растянутой арматуры A_{s1} :

$$M_{Sd1} = M_{Sd} + N_{Sd}(0,5h - c)$$

С учетом случайного эксцентриситета, а также эффектов второго рода (гибкости элемента), начальное значение эксцентриситета, применяемого в статических расчетах должно быть увеличено до значения e_{tot} и момент M_{Sd1} определяется по формуле:

$$M_{Sd1} = N_{Sd} e_{s1} = N_{Sd} (e_{tot} + 0,5h - c),$$

где e_{s1} — расстояние между линией действия силы N_{Sd} и центром тяжести арматуры A_{s1} .

В расчетном сечении в предельном состоянии возникает система внутренних усилий, уравновешивающих усилия от внешних нагрузок:

– равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона F_{cc} :

$$F_{cc} = \omega \alpha f_{cd} b d ;$$

– равнодействующая усилий в арматуре A_{sc} , располагаемой у наиболее сжатой грани сечения:

$$F_{sc} = A_{sc} \sigma_{s2} = k_{s2} A_{sc} f_{yd} ;$$

– равнодействующая напряжений в арматуре A_{st} , располагаемой у растянутой либо менее сжатой грани сечения:

$$F_{st} = \sigma_{s1} f_{yd} = k_{s1} A_{st} f_{yd} .$$

где:

σ_{s1} и σ_{s2} – соответственно напряжения в арматуре A_{st} и A_{sc} , записанные как функции от расчетного сопротивления при помощи соответствующих коэффициентов:

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{sy}} , \quad k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} .$$

В общем случае условия равновесия при совместном действии изгибающего момента и продольной силы будут иметь вид:

$$N_{sd} e_{s1} = M_{sd1} = F_{cc} z + F_{sc} z_s ;$$

$$N_{sd} = F_{cc} + F_{sc} - F_{st} .$$

Если рассчитанные относительные деформации ε_{st} не удовлетворяют условию:

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{s2,R}$$

т.е. арматура не используется с полным сопротивлением имеет место т.н. случай малых эксцентриситетов. Если условие выполняется, такой случай называют случаем больших эксцентриситетов и расчет производят аналогично тому, как это было представлено для изгибаемых элементов (при действии на сечение только M_{sd}).

Необходимо заметить, что выполнение условия формально определяет расчетную ситуацию, при которой нет необходимости устанавливать в сжатой зоне сечения арматуру A_{sc} . Вместе с тем, для сжатых элементов такая арматура обязательно должна устанавливаться по конструктивным соображениям из условия:

$$A_{sc} \geq A_{s,\min} ,$$

где $A_{s,min}$ – минимальная площадь арматуры, устанавливаемая в сжатой зоне сечения по конструктивным соображениям.

В ряде случаев в практике проектирования для сечений с известными геометрическими размерами, физико-механическими характеристиками бетона и армированием, строят кривые взаимодействия, не в относительных показателях $\alpha_m = f(\alpha_n)$, а в виде зависимости $M_{Sd} = f(N_{Sd})$ (см. рис. 1.30). Значения M_{Rd} и N_{Rd} , наносимые на график, определяют принимая различные значения x/d и решая уравнения равновесия, представленные выше. Как видно из графика, кривая взаимодействия состоит из двух характерных участков $A-B$ и $B-C$, которые пересекаются в точке B , соответствующей граничным значениям $M_{Sd,lim}$ и $N_{Sd,lim}$, установленным при $x = x_{lim}$. Точки, лежащие на кривой AB соответствуют случаю малого эксцентриситета (механизм разрушения связан с исчерпанием прочности бетона при сжатии). В свою очередь точки, располагающиеся на участке кривой $B-C$, описывают случай большого эксцентриситета, когда разрушение сопровождается достижением предела текучести в растянутой арматуре A_{st} . Точки, находящиеся внутри области, описанной кривыми $A-B$ и $B-C$, соответствуют таким комбинациям усилий от внешних воздействий N_{Sd} и M_{Sd} , при которых несущая способность сечения обеспечена.



Рис. 1.30. Схематичная кривая взаимодействия « $N_{Rd}-M_{Rd}$ » для внецентренно сжатого сечения

Тема 1.12 Метод предельных усилий

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

Как было показано ранее, в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушение сечения может происходить по двум случаям: по растянутой арматуре или по сжатому бетону. Деформации, а, следовательно, и напряжения, в растянутой арматуре зависят от высоты сжатой зоны сечения (x). Расчетная формула для определения относительных деформаций и напряжений в растянутой арматуре в зависимости от высоты сжатой зоны бетона, применяемая в методе предельных усилий, была получена базируясь на опытных данных. Обработкой результатов экспериментальных исследований установлено, что в предельном состоянии связь между приращениями деформаций арматуры $\Delta \varepsilon_s$ от внешних воздействий и относительной высотой сжатой зоны $\xi = x/d$ (при принятой прямоугольной эпюре распределения напряжений в сжатом бетоне) имеет в общем случае вид гиперболы (рис. 1.31).

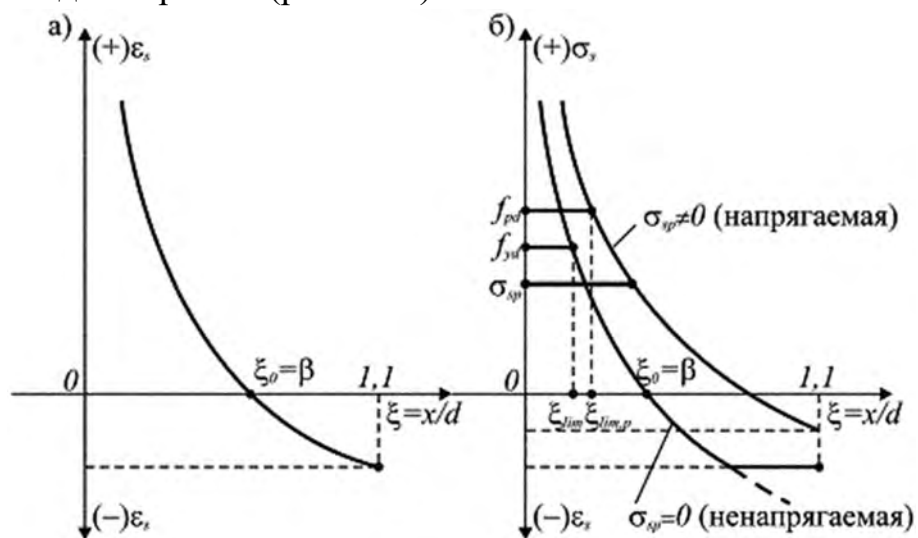


Рис. 1.31. Зависимость деформаций (а) и напряжений (б) в растянутой арматуре от относительной высоты сжатой зоны

Величина ξ_0 , по существу, характеризует отклонение фактической эпюры напряжений в сжатой зоне сечения от принятой прямоугольной, то

есть полноту эпюры напряжений в сжатом бетоне, обозначаемую далее β . Коэффициент полноты эпюры напряжений определяют по эмпирической формуле:

$$\beta = \alpha_c - 0,008f_{cd},$$

где α_c – коэффициент, принимаемый равным 0,85 для тяжелого бетона и 0,8 – для легкого бетона.

На рис. 8.1б показана зависимость напряжений в продольной арматуре σ_s от относительной высоты сжатой зоны сечения $\xi = x/d$. Относительная высота сжатой зоны ξ_{lim} (относительная граничная высота сжатой зоны), при которой напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, может быть определена из зависимости:

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

где: для конструкций без предварительного напряжения, армированных мягкими сталями $\sigma_{s,R} = f_{yd}$;

Таким образом, если

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

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

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

- разрушение происходит по сжатому бетону и имеет место второй случай разрушения.

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

Проверку прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов производят из условия:

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

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

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

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

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

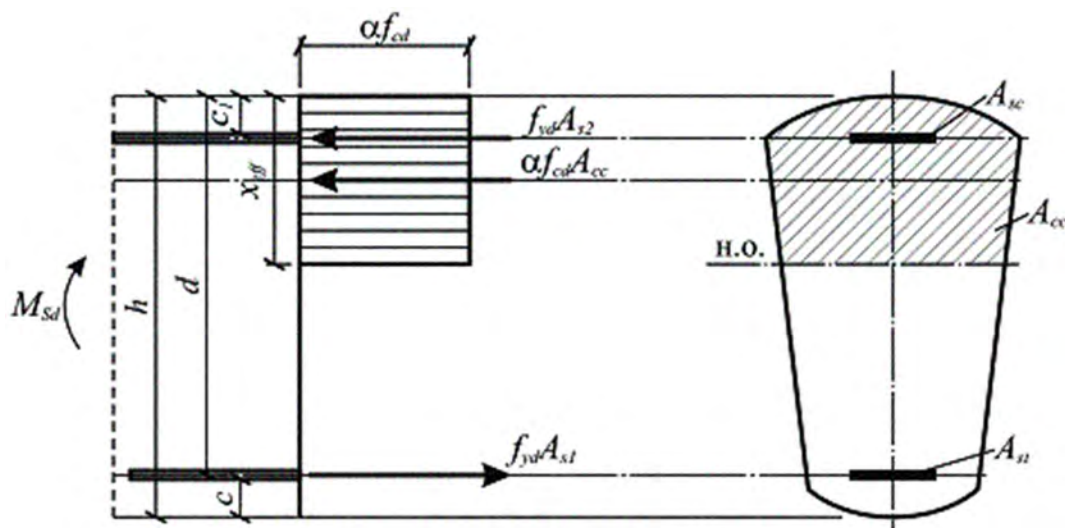


Рис. 1.32. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

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

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

При расчете элементов, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_{eff} из условия, что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

- при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ — половины расстояния в свету между продольными ребрами;

- при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большем, чем расстояние между продольными ребрами, и при $h'_f < 0,1h$ равным $6h'_f$.

- при консольных свесах полки и условии, что:

- $h'_f \geq 0,1h$ равным $6h'_f$;

- $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ равным $3h'_f$;

- $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитываются.

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

$$M_{RD} = f_{yd} \cdot A_{S1} \cdot (d - \frac{x_{eff}}{2}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (\frac{x_{eff}}{2} - c_1)$$

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

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

$$f_{yd} \cdot A_{S1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + f_{yd} \cdot A_{s2}$$

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{S1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w}$$

Обратная задача:

1. Определение величины x_{eff}
2. Определение $\xi = x_{eff}/d$
1. Сопоставление ξ и ξ_{lim}

$$\xi < \xi_{lim} \rightarrow x_{eff} = \frac{\xi_{lim}}{d}$$

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

Для классов $C 25/30$ и ниже и арматуры S500.

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

1. Определение относительного изгибающего момента
4. $\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha f_{cd} b_w d^2}$
2. По справочным таблицам по величине α_m подбирается ξ и η - таблица П4 (приложение) методических указаний «Расчет и конструирование монолитных ЖБК многоэтажного производственного здания.
3. Определение величины ξ_{lim}
4. Сопоставление величины $\xi < \xi_{lim}$
- 4.1. Условие выполняется

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

- 4.1.2. Определение фактической площади арматуры по сортаменту

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

- 4.1.3. Определение величины ρ_{min} – минимальный процент армирования. См. табл. 11.1

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

4.1.4. Сопоставление фактической площади арматуры к площади бетона

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

6. $\rho_{факт} \geq \rho_{min}$

4.2. Условие не выполняется. Возможные варианты решения задачи – $\xi > \xi_{lim}$

Разрушение происходит по сжатою бетону, а арматура не достигает своих предельных значений.

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

4.2.2. Увеличить класс бетона

4.2.3. Увеличить размеры сечения элемента.

Тема 1.11 Расчет изгибаемых элементов тавровой формы сечения

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

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

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

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

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

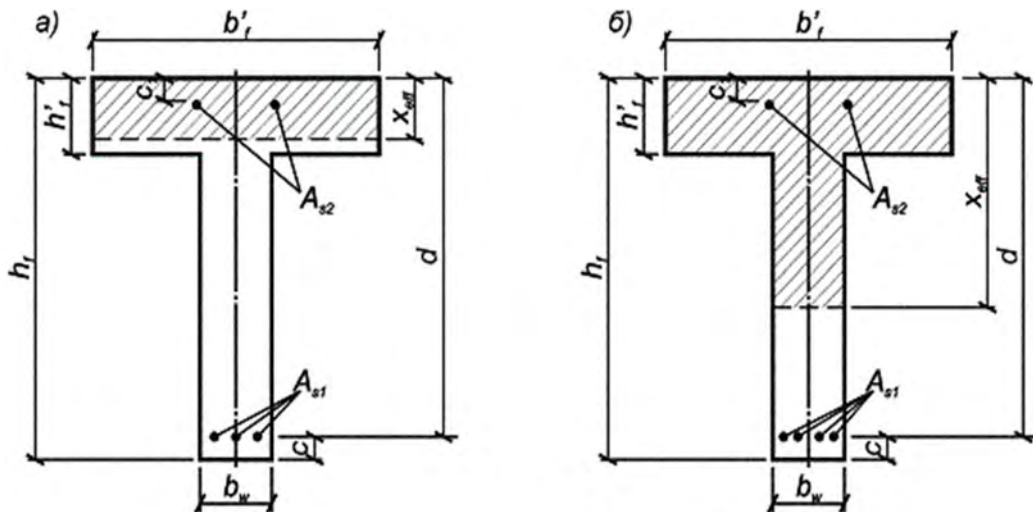


Рис. 1.33. Положение границы условной сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента тавровой формы
а) в полке; б) в ребре

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

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

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

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

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

Последовательность решения обратной задачи в случае двойного армирования

1. Определение положения нейтральной оси для двойного армирования

$$\begin{aligned} N_{s1} &\leq N_{cc} + N_{s2} \\ f_{yd}A_{s1} &\leq f_{cd}b'_f h'_f + f_{yd}A_{s2} \end{aligned}$$

2. Выполняется ли условия?

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

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

2.2.1. Определение величины x_{eff}

$$\begin{aligned} N_{s1} - N_{s2} &= N_{cc} + N_{cc2} \\ f_{yd}A_{s1} - f_{yd}A_{s2} &= f_{cd}(b'_f - b_w)h'_f + f_{cd}b'_f h'_f \\ x_{eff} &= \frac{f_{yd}A_s - f_{cd}(b'_f - b_w)h'_f}{f_{cd}b_w} \end{aligned}$$

2.2.2. Определение величины относительной сжатой зоны – ξ

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

2.2.3. Сопоставление величины ξ и ξ_{lim}

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

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

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

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

и ниже, то:

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

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

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

$$\begin{aligned} M_{sd} &< M_{Rd} \\ M_{Rd} &= f_{cd}b'_f h'_f (d - 0.5h'_f) + f_{yd}A_{s2}(d - c_2) \end{aligned}$$

1. Два варианта положения нейтральной оси

- 1.1. Нейтральная ось находится в полке - смотри последовательность решения прямой задачи как для прямоугольного сечения
- 1.2. Нейтральная ось находится в ребре
 - 1.2.1. Определение относительного момента α_m с учетом свесов сжатой полки (определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового сечения)
 - 1.2.2. По таблице по α_m определяется ξ
2. Определение ξ
3. Сопоставление $\xi \leq \xi_{lim}$
 - 3.1. Выполняется условие

$$A_{s1}^{треб} \geq A_{smin}$$

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

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

- 3.2.1. Установить арматуру в сжатой зоне
- 3.2.2. Увеличить класс бетона
- 3.2.3. Увеличить размера сечения.

Тема 1.14 Сопротивление железобетонного элемента срезу и формы разрушения по наклонному сечению

Методы расчета железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил.

В отличие от зоны «чистого изгиба», где действуют, главным образом, нормальные напряжения, в приопорной зоне железобетонная конструкция работает в условиях плоского напряженного состояния при совместном действии нормальных и касательных напряжений. Это приводит к тому, что в приопорной зоне конструкции в результате действия главных напряжений образуются наклонные или диагональные трещины, ориентированные под некоторым углом θ к направлению продольной растянутой арматуры и разделяющие элемент на отдельные блоки, связанные между собой продольной арматурой в растянутой зоне, поперечной и (или) отогнутой арматурой, нетреснувшей частью бетона над вершиной наклонной трещины (рис. 1.34). В общем случае в расчетном наклонном сечении по линии А–В–С (рис. 1.34) действуют продольная F_{cc1} и поперечная V_{cd} составляющие сил в бетоне над вершиной наклонной трещины; вертикальная V_{ax} и горизонтальная V_{ay} составляющие поперечной силы, возникающие за счет зацепления по берегам трещины; составляющая поперечной силы V_d , являющаяся результатом т.н. «нагельного эффекта» продольной арматуры, а также продольная составляющая F_{t1} , вызывающая ее растяжение; продольная и поперечная составляющие сил в поперечной арматуре (хомутах и отгибах) V_{sw} , пересекающих наклонную трещину.

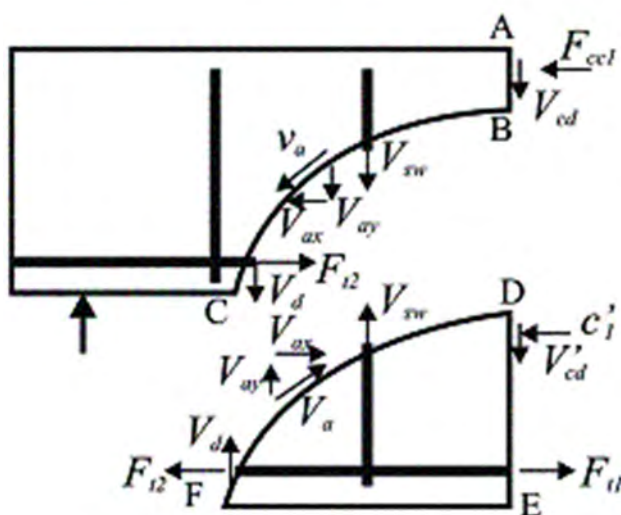


Рис. 1.34. Схема внутренних усилий в наклонном сечении балки

Разрушение наклонного сечения может иметь одну из следующих форм, показанных рис. 1.35.

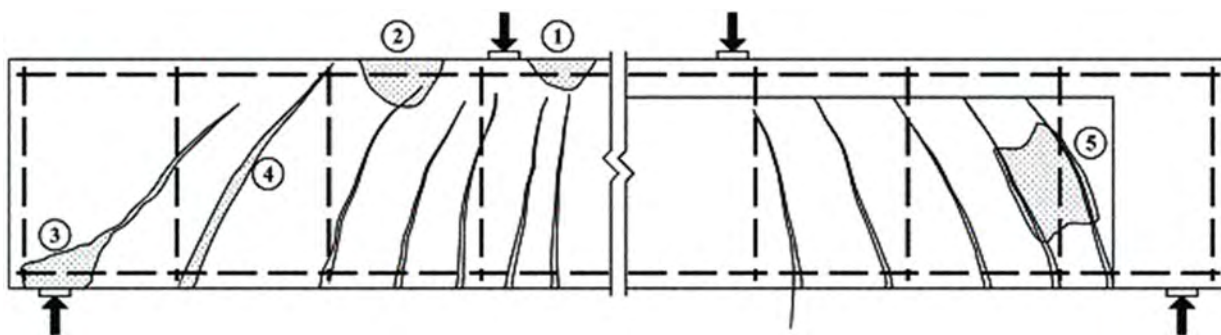


Рис. 1.35. Формы разрушения балки

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

Форма I.

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

Форма II.

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

Форма III.

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

Форма IV.

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

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

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

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

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

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

Тема 1.15 Расчет прочности сечений, наклонных к продольной оси железобетонных элементов без поперечного армирования

Общая последовательность расчета железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил

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

Элементы без поперечной арматуры

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

1. Прочность бетона при срезе
2. Пролет среза l_{inc}
3. Размеры элемента (масштабный фактор)
4. Наличие или отсутствие продольных усилий, действующих в расчетном сечении.

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

$$V_{sd} < V_{Rd,ct}$$

где V_{sd} — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

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

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

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

но не менее

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

где

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

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

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

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

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

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

A_c – площадь бетонного сечения (мм²).

Допускается определять $V_{Rd,ct}$ по формуле:

$$V_{Rd,ct} = \eta_{c3} (1 + \eta_f + \eta_n) f_{ctd} b_w d$$

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

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

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

1. По шагу хомутов – при высоте элемента $h \leq 450$ мм, шаг хомутов на опоре $s_{1,min} = 100$ мм, $s_{1,max} = 150$ мм. При высоте элемента $h > 450$ мм, $s_{1,min} = 100$ мм, $s_{1,max} = 300$ мм. Рекомендации по определению шага хомутов s_2 (шаг хомутов в пролете) смотри рекомендации п. 9.2.2, п.9.5.3 ТКП EN 1992-1-1
2. По назначению диаметра хомутов
 - 2.1. Диаметр хомутов подбирается из условия свариваемости (см. лаб. раб) – соотношение диаметра хомута к диаметру рабочей арматуры должно быть не менее 1/4
 - 2.2. Диаметр хомутов зависит от размеров элемента, при высоте $h \leq 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 6, при $h > 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 8 мм.
3. С учетом количества ветвей поперечного армирования (в зависимости от сечения элемента). При ширине элемента $b \leq 450$ мм - минимум две ветви, при ширине более 450 мм – минимум 3 ветви.
4. По минимальному проценту армирования $\rho_{sw,min}$, п.9.5.2 ТКП EN 1992-1-1 определяется по формуле:

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

Тема 1.16 Расчет элементов с поперечным армированием

Для обеспечения прочности элемента по наклонному сечению, поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету или конструктивно для обеспечения прочности:

1. На действие поперечной силы по наклонной трещине
2. По прочности бетона по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами
3. На действие изгибающего момента по наклонной трещине

Основные предпосылки и допущения к расчетам:

1. В расчетах ЖБЭ по наклонному сечению используют уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в наклонном сечении на нормаль к продольной оси элемента, а так же уравнение изгибающих моментов всех сил, действующих в сечении относительно выбранной оси в пределах наклонного сечения
2. К критериям исчерпания прочности по наклонному сечению является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной, а так же между наклонными трещинами, а так же достижений предельных усилий в арматуре, пересекающих наклонную трещину.

Для расчета допускается использование трех методов.

1. Модель элементов наклонных сечений - п. 7.2.2.2 СНБ 5.03.01
2. На основе стержневой модели (метод ферменной аналогии) – п.7.2.2.15
3. Общий деформационный метод

Расчет элементов на действие поперечной силы на основе расчетной модели наклонных сечений

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине (рис. 1.36) должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

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

где V_{Rd} – поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}$$

здесь: V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную наклонную трещину;

$V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

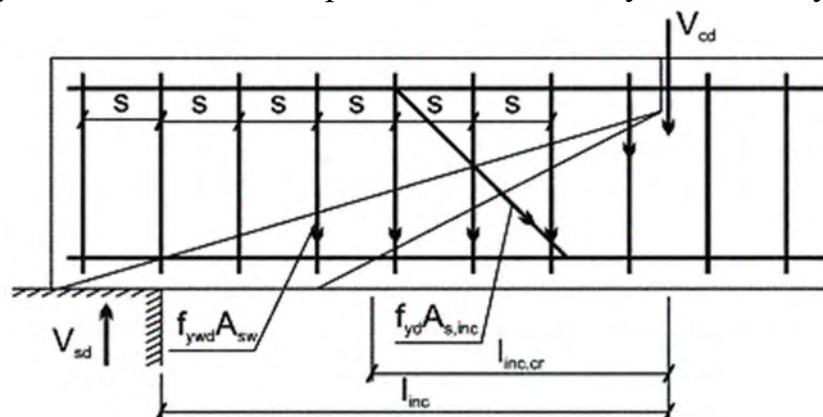


Рис. 1.36. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Поперечное усилие V_{cd} , воспринимаемое бетоном, определяется по формуле

$$V_{cd} = \frac{\eta_{C2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd}b_w d^2}{l_{inc}},$$

где: l_{inc} – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

η_{C2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона;

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах;

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;

Значения коэффициентов принимаются по НД. При этом следует учитывать следующие ограничения:

- значение $(1 + \eta_f + \eta_N)$ – во всех случаях принимается не более 1,5.

- значение V_{cd} , вычисленное по формуле принимается равным не менее $\eta_{C3}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между поперечными стержнями (хомутами), между опорой и отгибом и между отгибами.

Длина проекции опасной наклонной трещины $l_{inc,cr}$ на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$, где при определении значения V_{cd} вместо l_{inc} подставляется $l_{inc,cr}$;

Значение $l_{inc,cr}$ принимается не более $2d$ и не более значения l_{inc} , а также не менее d , если $l_{inc} > d$.

Для элементов с поперечной арматурой в виде поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение $l_{inc,cr}$ соответствует минимуму выражения $(V_{cd} + V_{sw})$, определенному по формуле

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{v_{sw}}},$$

где v_{sw} – усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента, определяемое по формуле:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s}$$

Для таких элементов поперечное усилие V_{sw} определяется по формуле:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету должно выполняться условие

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w}{2}$$

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между диагональными трещинами. Это требование проверяется из условия:

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

$$V_{Rd,max} \leq 0.3 \cdot \eta_{wl} \cdot \eta_{cl} f_{cd} \cdot b_w \cdot d,$$

где η_{wl} – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и определяемый по формуле

$$\eta_{wl} = 1 + 5 \cdot \alpha_{sw} \cdot \rho_{sw} \leq 1,3,$$

здесь:

$$\alpha_{sw} = \frac{E_s}{E_c}; \rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s};$$

η_{cl} – коэффициент, определяемый по формуле $\eta_{cl} = 1 - \beta_4 f_{cd}$,

здесь: β_4 – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01, для легкого – 0,02; (f_{cd} – в МПа).

V_{Sd} – расчетная поперечная сила в наклонном сечении, для которого проверяется прочность.

Расчет на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине

Расчет железобетонного элемента для обеспечения прочности должен производиться по опасному наклонному сечению. Из условия прочности в общем виде по формуле 7.91

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = M_S + M_{S\omega} + M_{S,inc}$$

M_S - изгибающий момент относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей N_{cc} в сжатой зоне бетона от продольного усилия в растянутой арматуре A_{s1} , пересекающей растянутую зону наклонного сечения

$M_{S\omega}$ - изгибающий момент относительно той же оси от усилий в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения

$M_{S,inc}$ - изгибающий момент в отгибах, пересекающих растянутую зону сечения относительно той же оси, проходящей через точку приложения.

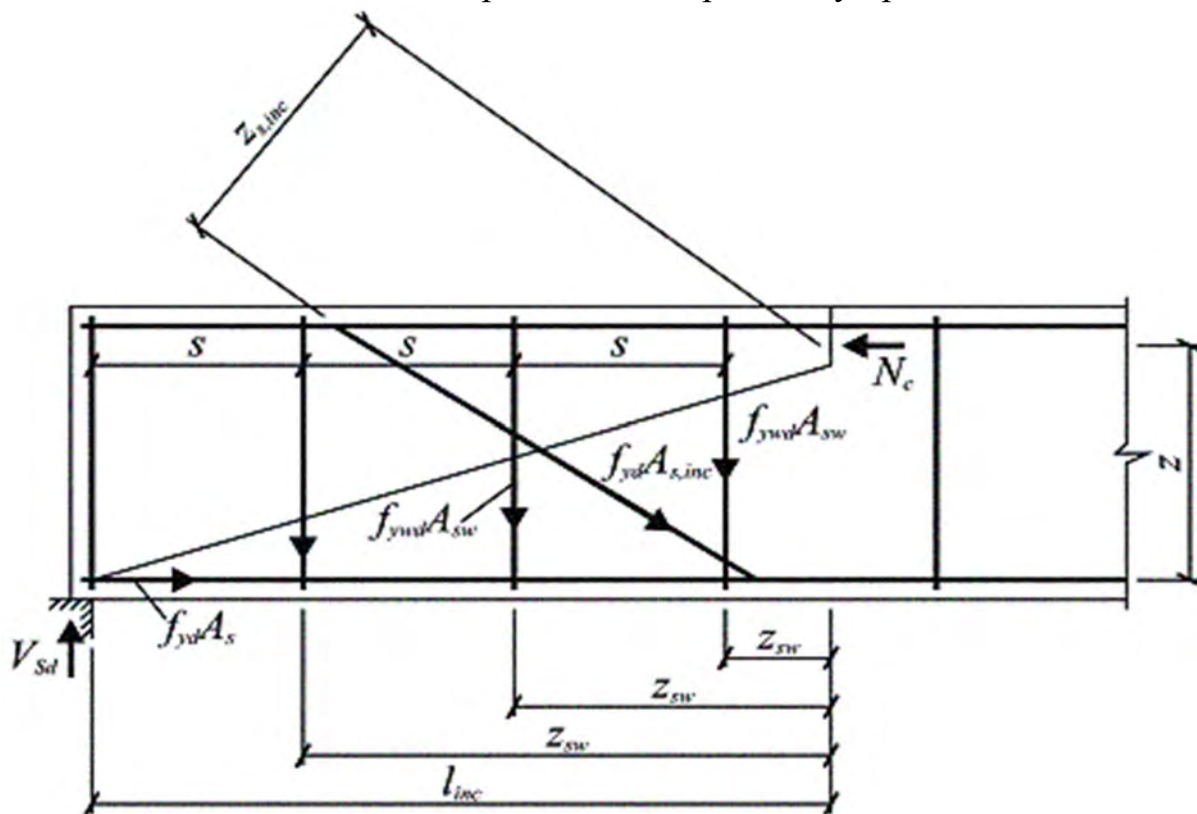


Рис. 1.37. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента.

$$\begin{cases} M_S = N_s z_s = f_{yd} A_s z_s \\ M_{S\omega} = \Sigma N_{s\omega} z_{s\omega} = f_{ywd} \Sigma A_{s\omega} z_{s\omega} \\ M_{S,inc} = \Sigma N_{s,inc} z_{s,inc} = f_{ywd} \Sigma A_{s,inc} \end{cases}$$

$$M_{Rd} = M_S + M_{S\omega} + M_{S,inc}$$

Метод ферменной аналогии (стержневая модель)

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

Идеализированная модель описывает поведение железобетонной балки в зоне действия изгибающих моментов и перерезывающих сил. Расчетная схема, использованная в методе ферменной аналогии, представляет собой статически определимую ферму, состоящую из верхнего пояса, воспринимающего равнодействующую сжимающих напряжений (в сжатой зоне) и нижнего растянутого пояса, воспринимающего равнодействующую растягивающих напряжений в растянутой продольной арматуре. Пояса соединены сжатыми бетонными подкосами, выделенными по длине зоны среза соседними диагональными трещинами, и растянутыми подкосами, моделирующими поперечное армирование. На рис. 1.38 показана расчетная схема усилий, принятая в методе ферменной аналогии, включенном в нормативные документы. Узлы идеализированной фермы расположены на расстоянии s , соответствующем шагу поперечных стержней. На рис. 1.38б показана заменяющая ферма, в которой на длине рассматриваемого отрезка a_w картина сжатых и растянутых подкосов размыта.

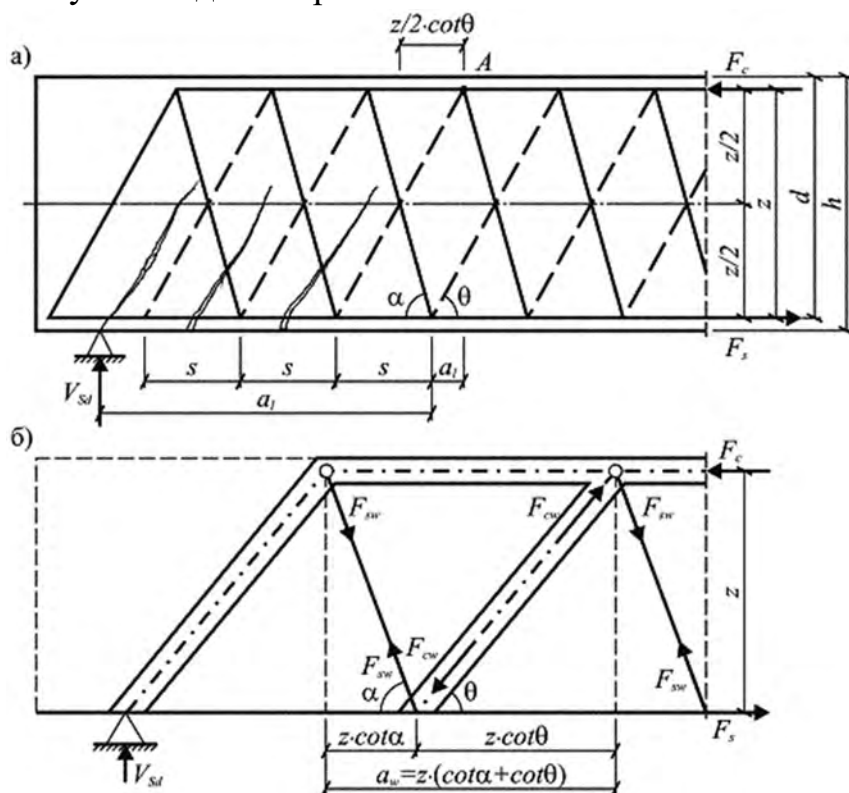


Рис. 1.38. К расчету прочности наклонных сечений по методу ферменной аналогии

а) идеализированная ферма; б) заменяющая ферма с подкосами

Проверка прочности наклонного сечения

В соответствии с требованиями норм расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил (рис. 1.39) следует производить из условия:

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

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

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

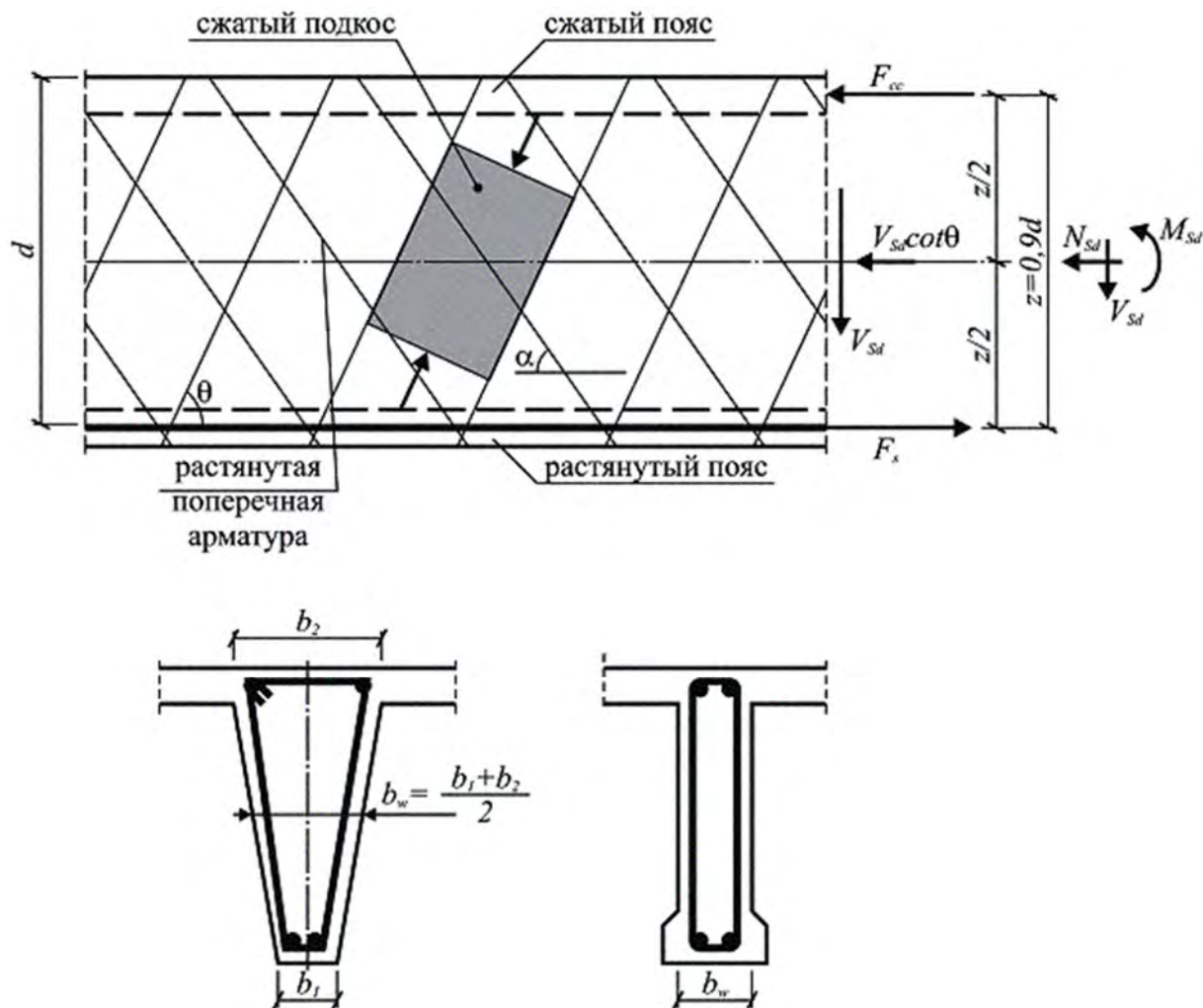


Рис.1.39. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы по методу ферменной аналогии согласно норм

Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

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

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

при

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

и

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

– для тяжелых и мелкозернистых бетонов

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

– для легких бетонов.

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

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

Тема 1.17 Расчет сжатых и растянутых элементов. Величина случайного эксцентриситета

Общие понятия. Конструктивные особенности

К сжатым элементам относятся колонны, верхние пояса балок, ферм, восходящие раскосы, арки, стены прямоугольных резервуаров и так далее. Поперечное сечение сжатых элементов назначается в зависимости от характера их работ:

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

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

Способы армирования сжатых элементов классифицируются по виду:

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

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

Возможные схемы приложения продольного сжимающего усилия N_{sd}

Сжатые элементы испытывают воздействие продольной сжимающей силы N_{sd} , приложенной с определенным эксцентриситетом относительно

центра тяжести сечения. В соответствии со статическим расчетом, продольная сила может действовать по оси, проходящей через центр тяжести сечения (центрально сжатый элемент). Фактически, из-за неточности монтажа, возможного отклонения размеров геометрических форм в сжатых элементах имеет место случайный эксцентриситет e_a .

На сегодняшний день в нормативных документах существуют следующие формы приложения силы N_{sd} :

1. Центрально сжатые (сжатые элементы со случайным эксцентриситетом e_a)
2. Внецентренно сжатые элементы (сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом e_0)
 - a. Внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом
 - b. Внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом.

Определение расчетного эксцентриситета e_0 , понятие случайного эксцентриситета e_a

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси на совместное действие изгибающих моментов и продольных сил величину e_0 следует определять по формуле:

$$e_0 = e_c + e_a$$

$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

$$e_0 \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{l_{col}}{600} \text{ (мм)} \\ e_a = \frac{h}{30} \text{ (мм)} \\ e_a = 10\text{мм} - \text{монолит} \\ e_a = 20\text{мм} - \text{сборн.} \end{array} \right.$$

e_c - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета.

l_{col} - расстояние между точками закрепления элемента

h - максимальный размер сечения

Расчет и конструирование центрально сжатых элементов (только при действии e_a)

Расчет прочности при действии продольной силы N_{sd} , приложенной с e_a следует производить из общего условия прочности:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

N_{sd} - внешняя продольная сжимающая сила

N_{Rd} - прочность сечений

Для бетонных элементов N_{Rd} определяется следующим образом:

$$N_{Rd} = \varphi \alpha f_{cd} A_{c,eff}$$

Для железобетонных элементов:

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

φ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета e_a .

$A_{c,eff}$ - площадь сечения, в пределах которой принимается равномерное распределение сжимающих напряжений. При упрощенных расчетах допускается принимать площадь всего сечения.

$A_{s,tot}$ - суммарная площадь продольной рабочей арматуры в сечении.

Нормы требуют учета коэффициента φ при превышении фактической гибкости, лимитированной нормами. $\lambda_{факт} > \lambda_{lim}$.

Коэффициент φ может быть определен двумя способами:

1. По эмпирической форме $\varphi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}$

2. По таблице 7.2 СНБ 5.03.01 – определяется в зависимости от $\lambda = l_{eff}/h$ и от e_a/h

λ – гибкость, e_a/h - отношение случайного эксцентриситета к размерам сечения.

l_{eff} - условная расчетная длина.

Таблица 1.5. Значения коэффициента, учитывающий влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета e_a .

$\lambda_i = l_{eff}/h$	e_a/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Внецентренно сжатые элементы (метод предельных усилий).

Случаи эксцентриситета

Опыты показывают, что внецентренно сжатые элементы в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушаются по нормальным сечениям в зависимости от армирования и эксцентриситета приложения нагрузки по двум случаям:

1. Случай больших эксцентриситетов $\xi \leq \xi_{lim}$
2. Случай малых эксцентриситетов $\xi > \xi_{lim}$

1. Случай больших эксцентриситетов $x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$

В этом случае, как и при изгибе, разрушение в растянутой зоне – образуется трещина. С увеличением нагрузки они раскрываются и разрушение происходит аналогично разрушению по первому случаю изгибаемых элементов и, соответственно, расчет выполняется точно так же, как для изгибаемых элементов, принимая

$$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot e_{s1}$$

а высоту сжатой зоны определять из условия равновесия

$$N_{Sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} .$$

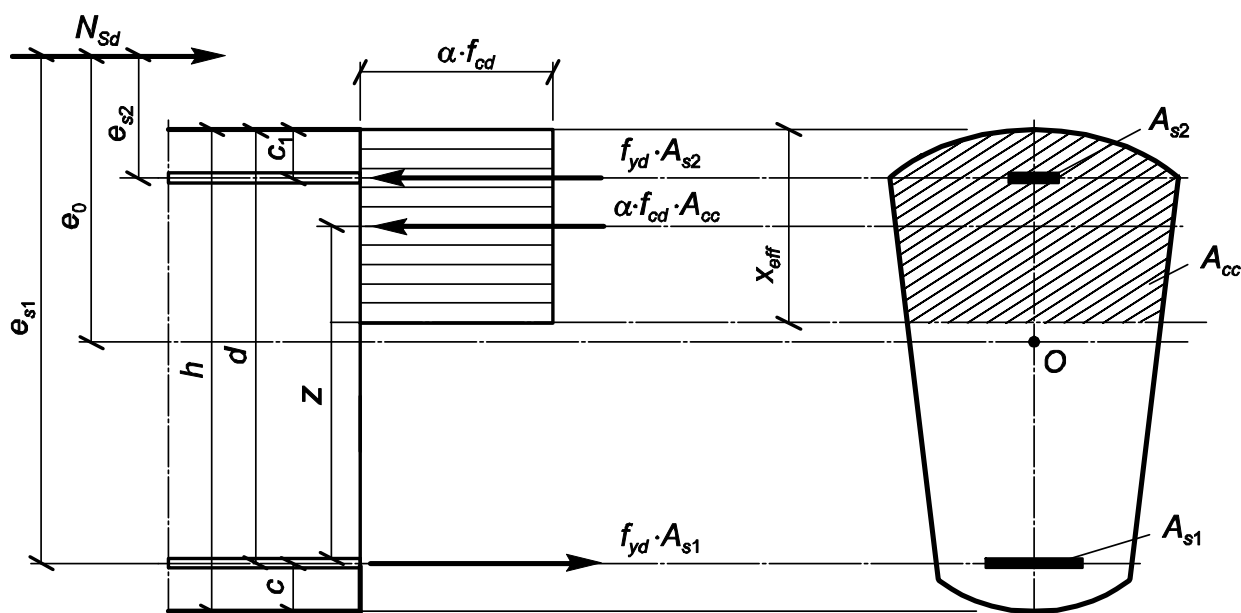


Рис. 1.40. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренного сжатия элементов при расчете по прочности (большие эксцентриситеты)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{sd} &= N_{sd} e_{s1} \\
 M_{Rd} &= N_{s2} z_s + N_{cc} z_c \\
 N_{sd} + N_{s1} - N_{s2} &= N_{cc} \\
 N_{sd} + f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} &= \alpha f_{cd} A_{cc} \\
 x_{eff} &= \frac{N_{sd} + f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2}}{\alpha f_{cd} b} \\
 \xi &\leq \xi_{lim} \\
 \begin{cases} e_{s1} = e_0 + (0.5h + c_1) \\ e_0 = e_c + e_a \end{cases}
 \end{aligned}$$

N_{sd} и M_{Rd} определяются относительно центра тяжести растянутой арматуры, то есть в расчет принимается эксцентриситет e_{s1} .

2. Случай малых эксцентриситетов $x_{eff}/d > \xi_{lim}$

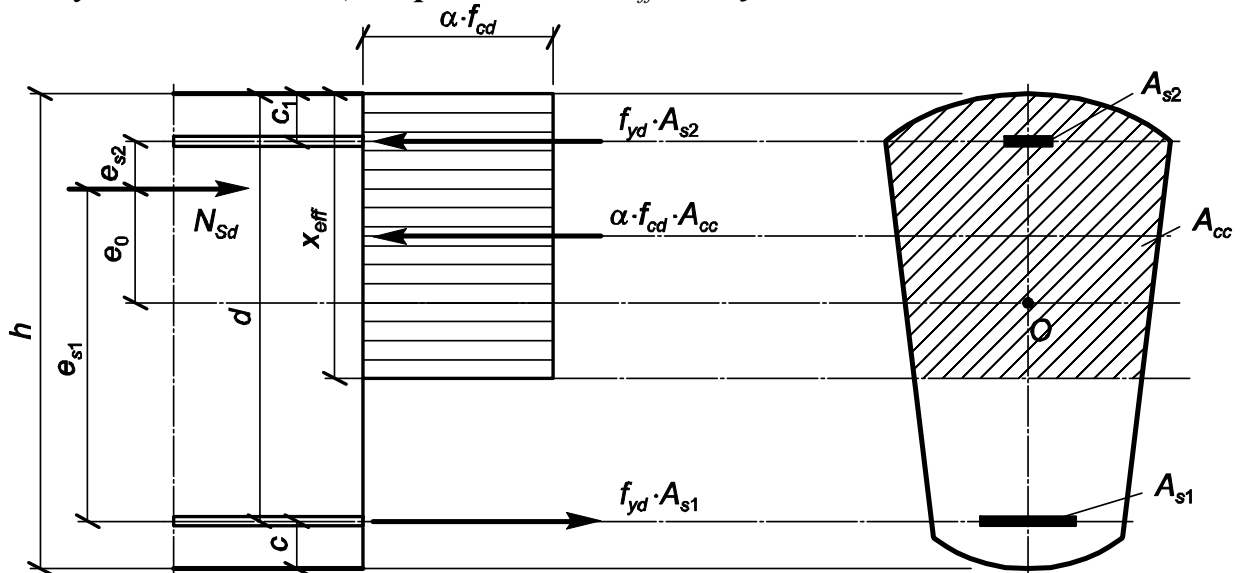


Рис. 1.41. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальных к продольной оси, внецентренно сжатых элементов при расчете на прочность случай малых эксцентриситетов.

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 \xi &> \xi_{lim} \\
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{sd} &= N_{sd} e_{s1} \\
 N_{s1} &= \sigma_s A_{s1} \\
 N_{s2} &= \sigma_s A_{s2} \\
 N_{cc} &= \alpha f_{cd} A_{cc}
 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s < f_{yd} \\ \sigma_s = [2 * \frac{1 - \xi}{1 - \xi_{lim}} - 1] f_{yd} \\ \xi > \xi_{lim} \\ \frac{x_{eff}}{d} > \xi_{lim} \end{array} \right.$$

То есть, отличие в расчете от первого случая больших эксцентриситетов заключается в том, что во все формулы по определению x_{eff} , M_{Rd} для растянутой арматуры A_{s1} вместо f_{yd} подставляется значение σ_s – фактическое напряжение. Это соответствует второму случаю разрушения изгибаемых элементов, 3ей стадии.

Для гибких сжатых элементов особенность расчета заключается в определении их гибкости при определении несущей способности нормального сечения.

Растянутые элементы

По характеру работу элементы конструкции могут быть центрально растянутые и внецентренно растянутые. К центрально растянутым элементам относят нижние пояса ферм, затяжки и стойки арок, стенки цилиндрических резервуаров. Как правило, центрально растянутые элементы армируются отдельными стержнями или каркасами с равномерным расположением арматуры в сечении. В основном их выполняют предварительно напряженными.

Расчет прочности центрально растянутых элементов

Разрушение в этом случае происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины. Бетон в местах трещин исключается из работы. Напряжения в растянутой арматуре достигают своего предела текучести, поэтому при расчете несущая способность центрально растянутого элемента обуславливается пределом сопротивления арматуры без участия бетона.

$$\begin{array}{l} N_{sd} \leq N_{Rd} \\ N_{sd} = f_{yd} A_{s,tot} \end{array}$$

Расчет внецентренно растянутых элементов

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси следует производить в зависимости от положения расчетной продольной растягивающей силы N_{sd} без учета случайных эксцентриситетов для двух случаев:

1. Случай больших эксцентриситетов. Если расчетное сила N_{sd} приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре A_{s1} и A_{s2} , то это случай больших эксцентриситетов.

По методу предельных усилий допускается при расчете прочности применять прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона и расчет вести как для изгибаемых элементов.

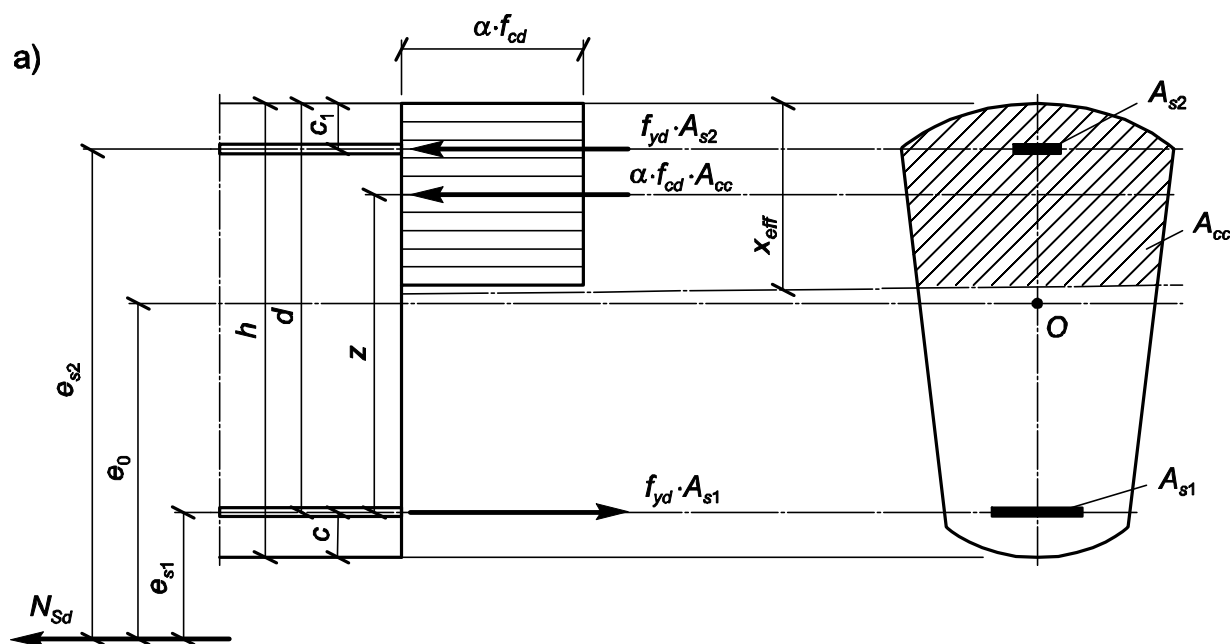


Рис. 1.42. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности (случай большого эксцентриситета)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{Rd} &= N_{sd} e_{s1} \\
 M_{Rd} &= N_{cc} z_c + N_{s2} z_s \\
 N_{s1} &= f_{yd} A_{s1} \\
 N_{s2} &= f_{yd} A_{s2} \\
 N_{cc} &= \alpha f_{cd} A_{cc} \\
 x_{eff} \rightarrow N_{s1} - N_{cc} - N_{s1} + N_{sd} &= 0
 \end{aligned}$$

Если после определения значения x_{eff} , величина $\xi > \xi_{lim}$, то в формулу по определению прочности внецентренно растянутых элементов в случае больших эксцентриситетов вместо значения x_{eff} подставляется величина $x_{eff,lim}$.

2. Случай малых эксцентриситетов. Если расчетная продольная растягивающая сила приложена в пределах расстояния между равнодействующими N_{s1} и N_{s2} , то расчет выполняется как для случая с малыми эксцентриситетами, исходя из следующих упрощений и предпосылок:

1. В работе сечения не учитывается растянутый бетон

2. Напряжения во всей арматуре, расположенной в сечении принимаются равными расчетному сопротивлению f_{yd} .

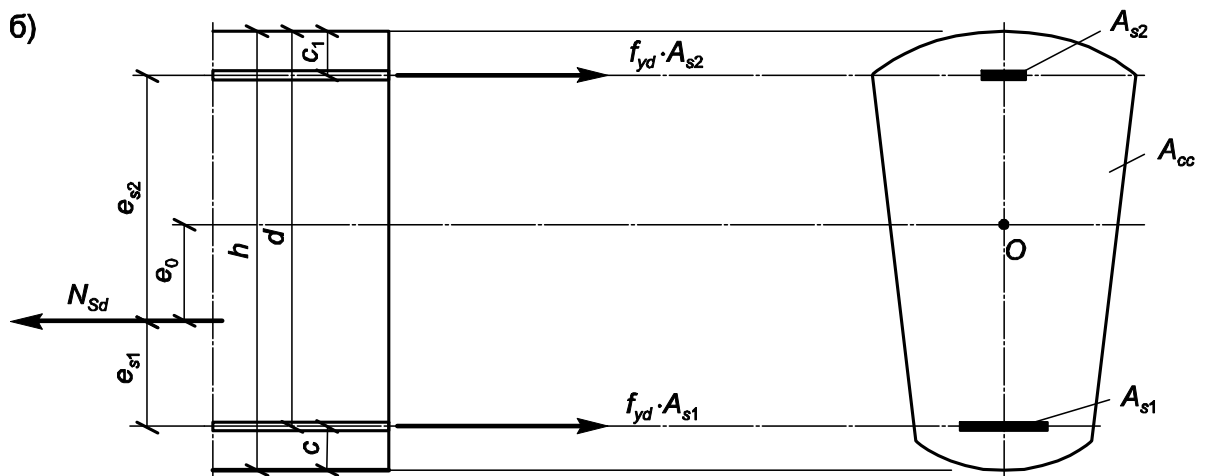


Рис. 1.43. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности (случай малого эксцентриситета)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{sd1} = N_{sd} e_{s1}$$

$$M_{Rd1} = N_{s2} z_s = f_{yd} A_{s2} (d - c_2)$$

$$M_{Rd} = N_{s1} z_s = f_{yd} A_{s1} (d - c_1)$$

Тема 1.18 Учет продольного изгиба при расчете сжатых элементов

При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба элемента на увеличение начального эксцентриситета продольной силы, а, следовательно, и изгибающих моментов. Когда сжатый элемент является составной частью статически неопределимой системы, влияние продольного изгиба согласно требованиям норм учитывается расчетом конструкции по деформированной схеме.

Приближенные методы учета продольного изгиба при расчете сжатых элементов.

При расчете внецентренно сжатых элементов используют приближенные (упрощенные) методы, позволяющие учесть влияние прогиба на величину начального эксцентриситета, т.е. изменение величины начального момента, установленного статическим расчетом по упругой схеме. Приближенные методы учета продольного изгиба рассматривают сжатые элементы стержневых систем как условно изолированные, учитывая особенности их деформирования в составе той или иной системы. Расчет должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок не произойдет потеря устойчивости всей стержневой системы или ее отдельного элемента, при этом прочность любых сечений элемента является обеспеченной. Упрощенные приближенные методы расчета, учитывающие влияние продольного изгиба, можно разделить на две группы:

1. **Нелинейный расчет (по деформированной схеме).**

При определении схем нагрузок, эпюр и перемещений с использованием упрощенных зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, то есть с учетом образования трещин.

2. **Линейный расчет (по недеформированной схеме).**

Проверка выполняется для наиболее нагруженных сечений по усилиям, определяемым из линейного упругого статического расчета. При этом усилия корректируются учетом влияния эффектов второго порядка (продольного изгиба).

Классификация конструкций по характеру проявления продольного изгиба.

Конструктивные системы и элементы в расчетах подразделяют на связевые и рамные в зависимости от способности связевых элементов воспринимать горизонтальные нагрузки, а также на смещаемые и несмещаемые в зависимости от их способности противостоять увеличению изгибающих моментов в колоннах при поперечных перемещениях. Каркасы, имеющие связевые элементы (или без них), в которых влияние перемещения

узлов на расчетные усилия не превышает 5 %, относятся к несмещаемым. Иначе они называются смещаемыми или податливыми. Связевые каркасы относятся к несмещаемым в случае, если их пространственная неизменяемость обеспечена соответствующими элементами жесткости, а также если связи симметрично расположены в здании и их поперечная жесткость удовлетворяет условиям:

при $n \leq 3$ $\alpha \leq 0,2 + 0,1n$;

при $n \geq 4$ $\alpha \leq 0,6$,

где: n – количество этажей;

$$\alpha = h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E_{cm} J_c}},$$

здесь: h_{tot} – полная высота каркаса в метрах от обреза фундамента или другого недеформируемого элемента;

$E_{cm} J_c$ – номинальная суммарная изгибная жесткость всех вертикальных связевых элементов в рассматриваемом направлении. Если жесткость связевых элементов меняется по высоте здания, в расчетах используют эквивалентную жесткость;

F_v – сумма вертикальных нормативных нагрузок (при $\gamma_F = 1,0$) на связевые и раскрепляемые конструкции.

В многоэтажных рамных или связевых каркасах допускается принимать отдельный этаж смещаемым, если соблюдается условие:

$$Q = \frac{\sum N_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l} \leq 0,05$$

где $\sum N_u$ и V_u – суммарная вертикальная и сдвигающая расчетные силы в рассматриваемом этаже;

Δ_0 – взаимное смещение верха и низа колонн рассматриваемого этажа от силы V_u , определяемое из линейно упругого расчета от данных нагрузок;

l – высота этажа.

Способ расчета гибких элементов зависит от степени податливости системы. В несмещаемых каркасах анализу могут быть подвергнуты отдельные элементы (т.н. «условно изолированные стержни»), в то время как в смещаемых каркасах следует анализировать всю систему в целом.

Необходимость учета эффектов второго рода связывают с гибкостью элемента, которую характеризуют коэффициентом гибкости:

$$\lambda = l_0 / i$$

или для сечения прямоугольной формы

$$\lambda = l_0 / h,$$

- где: l_0 – расчетная длина элемента;
 i – радиус инерции сечения произвольной формы;
 h – высота прямоугольного сечения.

Традиционно в зависимости от коэффициента гибкости λ сжатые элементы классифицируют как:

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

Для определения λ_{lim} следует использовать зависимость:

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

где $A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (допускается принимать $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $C = 0,7$);

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

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

M_{0Eqr} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

M_{0Ed} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок.

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

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

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

Расчетные длины сжатых элементов.

Расчетная длина – длина для учета формы кривой перемещения.

Выбор формулы для определения расчетной длины зависит от того, раскреплен элемент или нет. Раскрепленный элемент или система – это кон-

структивный элемент или подсистема, для которых при расчете или проектировании принято, что он не способствует общей горизонтальной устойчивости. Раскрепляющий элемент – это элемент, для которого при расчете и проектировании принято, что он способствует общей горизонтальной устойчивости.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле:

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

Для не раскрепленных:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;
 k_1, k_2 – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_1 и k_2 принять равным 0,1. При полном отсутствии закрепления от поворота $k = \infty$.

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

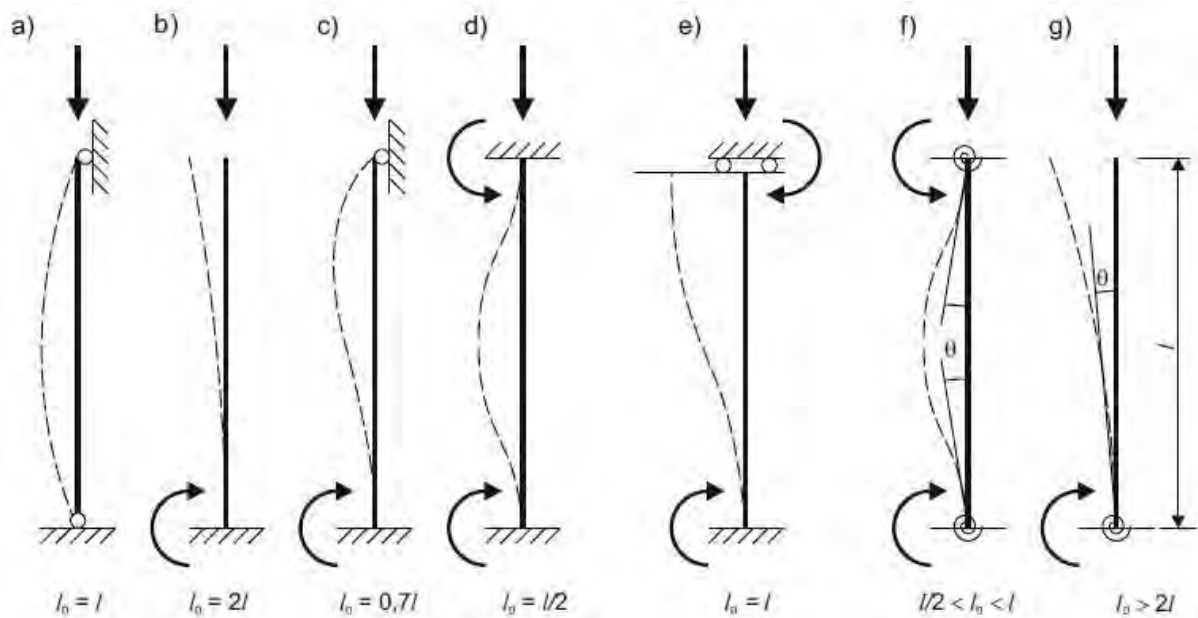


Рис. 1.44. Расчетные длины для отдельно стоящих элементов

В случае, когда λ меньше λ_{lim} учет гибкости не требуется, для дальнейших расчетов принимаем изгибающий момент M_{02} и принимаем его к M_{Ed} . Если λ больше λ_{lim} , в этом случае требуется учет эффектов второго порядка

(продольного изгиба). **Потеря устойчивости при продольном изгибе** - это разрушение в следствие неустойчивости элемента или конструкции при действии преимущественно продольной силы без поперечной нагрузки. Учет эффектов второго порядка (учет гибкости) при осевой нагрузке может выполняться по трем методам расчета:

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

В национальном приложении к Еврокоду 2 принят **метод номинальной жесткости**.

Этот метод допускается применять как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если значение номинальной жесткости рассчитано предварительно.

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где:

E_{cd}, E_s – расчетные значения модуля упругости бетона и арматуры соответственно;

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

K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести.

При $\rho \geq 0,002$:

$$k_s = 1,$$

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

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

Влияние ползучести не учитывается, т. е. $\varphi_{ef} = 0$, если выполнены три следующих условия:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2;$$

$$\lambda \leq 75;$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h.$$

При этом M_{0Ed} является моментом, определенным с учетом эффекта первого порядка, а h — высотой поперечного сечения в соответствующем направлении.

Если условия будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго порядка и ползучесть, кроме случаев, когда механический

коэффициент армирования (ω) составляет не менее 0,25.

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле Эйлера:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right],$$

где M_{0Ed} – изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

В качестве M_{0Ed} при расчете элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6M_{02} + 0,4M_{01} \geq 0,4M_{02};$$

β – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков. Упрощенно можно принять $\beta = 1$.

Определение площади арматуры внецентренно сжатых железобетонных элементов выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести, растянутой (или менее сжатой арматуры). Определяется величина относительно изгибающего момента с использованием формулы:

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

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

Определение величины относительно изгибающего момента возможно выполнять с использованием графиков (см. рис 1.45).

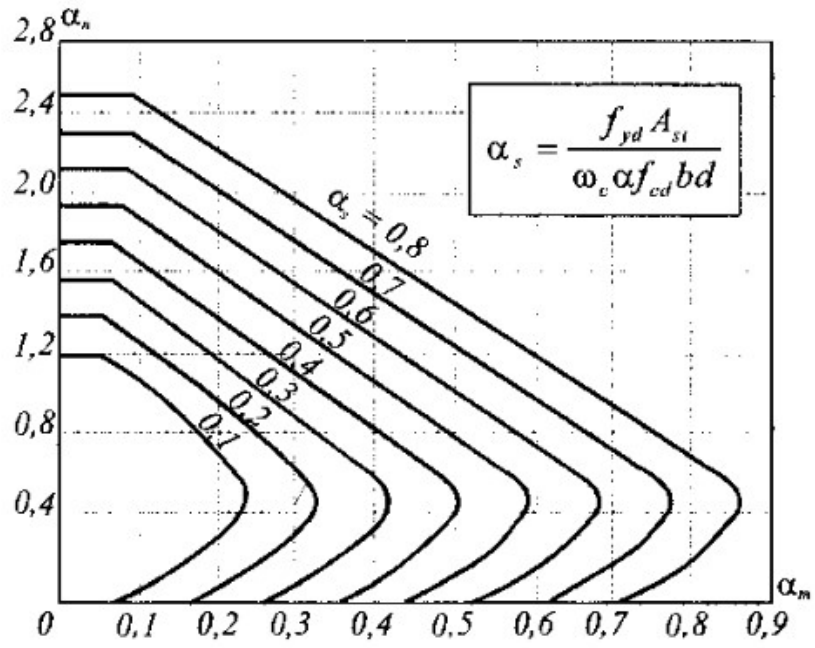


Рис. 1.45. Графики для расчета внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричным армированием

Перечень контрольных вопросов по 1 разделу.

1. Факторы, влияющие на совместную работу бетона и арматуры.
2. Основные общие требования к ЖБК.
3. Структура бетона и её особенности.
3. Общая классификация бетонов.
4. Классификация бетонов по виду вяжущего и по зерновому составу.
5. Классификация бетонов по условиям твердения и по средней плотности.
6. Класс бетона по прочности, определение, обозначение.
7. Бетоны нового поколения
8. Марка бетона по морозостойкости, определение, обозначение.
9. Марка бетона по плотности, определение, обозначение.
10. Марка бетона по водонепроницаемости, определение, обозначение.
11. Марка напрягающего бетона по самонапряжению, определение, обозначение.
12. Общая классификация свойств бетона.
13. Механические свойства бетона.
14. Деформативные свойства бетона.
15. Физические свойства бетона.
16. Какую зависимость рассматривают в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона.
17. Основные параметрические точки идеализированной диаграммы деформирования бетона.
18. Виды диаграмм деформирования бетона.
19. Влияние вида НДС бетонного образца на его прочностные характеристики (на примере диаграмм деформирования).
20. Влияние скорости нагружения бетонного образца на его прочностные характеристики (на примере диаграмм деформирования).
21. Влияние возраста и условий твердения на прочность бетона.
22. Деформативность бетона, виды деформаций.
23. Усадка бетона, ее виды.
24. Как подразделяются силовые деформации бетона в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия.
25. ε_{el} – ? Как определяется эта величина.
26. ε_{pl} – ? Как определяется эта величина.
27. E_{cm} – ? Как определяется эта величина.
28. Ползучесть бетона, ее виды.
29. Способы определения характеристики ползучести бетона.
30. Назначение арматуры.
31. Классы арматуры, обозначение.
32. Применяемые классы арматуры для ЖБК без предварительного напряжения.
33. Применяемые классы арматуры для предварительно напряженных ЖБК.
34. Общая классификация арматуры.

35. Зависимость " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " для арматуры с физическим пределом текучести. Основные параметрические точки.
36. Зависимость " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " для арматуры с условным пределом текучести. Основные параметрические точки.
37. $\gamma_c - ?$ $\gamma_s - ?$ В зависимости от чего определяются эти величины, их численные значения.
38. Защитный слой бетона, от каких факторов зависит его величина.
39. Перечислите общие требования по назначению и размещению арматурных стержней в сечении ЖБК.
40. Основные параметры, влияющие на сцепление арматуры с бетоном (анкерровку).
41. Какая величина определяется по формуле:

$$\dots = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$
, поясните значения входящие в формулу.
42. Какая величина определяется по формуле:

$$\dots = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

 поясните значения, входящие в формулу.
43. Сущность и цели предварительного напряжения в ЖБК.
44. Методы и способы создания предварительного напряжения арматуры в ЖБК.
45. Метод расчета ЖБК по предельным состояниям (определение предельного состояния, группы предельных состояний).
46. Какие группы предельных состояний выделяют при расчете ЖБК.
47. Какие расчеты выполняют по предельным состояниям 1 группы (расчетные условия).
48. Какие расчеты выполняют по предельным состояниям 2 группы (расчетные условия).
49. Нормирование величины γ_f в методе предельных состояний (для 1 и 2 групп). Как называется и определяется эта величина. Численные значения.
50. Классификация методов расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N.
51. Упрощенный деформационный метод расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N. Предпосылки и допущения.
52. Упрощенный деформационный метод расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N (типы сечений, виды диаграмм деформирования, характер эпюры напряжений сжатой зоны бетона).
53. Области деформирования сечения, рассматриваемые при расчете ЖБК по упрощенному деформационному методу (характер работы материалов и разрушения).

54. Расчет ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси по линейно-упругому методу [1], (методу предельных усилий [2]). Основные предпосылки и допущения.
55. Случаи разрушения (расчета) по нормальному сечению в линейно-упругом методе [1], (методе предельных усилий [2]).
56. Понятие величины ξ_{lim} .
57. Формы разрушения наклонного сечения изгибаемого ЖБ элемента.
58. Модели, применяемые при расчете ЖБ элементов по прочности наклонных сечений при совместном действии M , N и V .
59. Расчет ЖБ элементов по прочности при действии поперечных сил на основе стержневой модели. Условие прочности, расчетная схема усилий.
60. Расчет ЖБ элементов на основе расчетной модели наклонных сечений. Общие условия прочности необходимых расчетов и их названия.

Раздел 2. Железобетонные конструкции гражданских зданий

Тема 2.1 Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий

Конструктивные схемы

Конструктивной основой многоэтажного здания служат пространственно-несущая система, состоящая из стержневых колонн и панельных стен элементов. Взаимосвязанных между собой в порядке обеспечивающим прочность и устойчивости всей системы в целом, а также ее отдельных элементов.

Общая классификация многоэтажных зданий:

1. По назначению
 - 1.1 Жилые.
 - 1.2 гражданские и общественные.
 - 1.3 производственные.

В ТКП 1991-1-2006 (раздел 3) даны характеристические значения функциональных нагрузок в зависимости от категории использования здания. В соответствии со спецификой использования (функционального использования, то есть назначения).

2. По конструктивным схемам:
 - 2.1 Каркасные – здания в которых вертикальными несущими элементами системы являются колонны.
 - 2.2 Бескаркасные – здания в которых несущие вертикальные элементы выполнены из стеновых панелей, блоков, кирпича.
 - 2.3 Комбинированная – здания в которых вертикальными несущими элементами является и то, и то.
3. По способу возведению:
 - 3.1 Сборные.
 - 3.2 Монолитные.
 - 3.3 Сборно-монолитные.

Конструктивные решения каркасных многоэтажных зданий (раздел 2.1 общей классификации):

1. По типу каркаса:
 - 1.1 Здания с полным каркасом (каркас с крайними и средними несущими колоннами, и самонесущими ограждающими стенами).
 - 1.2 Здания с неполным каркасом (со средними несущими колоннами, крайние отсутствуют, наружные стены несущие).
2. По характеру под нагрузкой:
 - 2.1 Группа А. Каркасно-балочная.
 - 2.2 Группа Б. Каркасно-безбалочная.

Рассмотрим группу А:

В каркасно-балочных усилия от вертикальных усилий и воздействий воспринимается плитами перекрытий и покрытий, а затем через ригели (балки, фермы) передаются на колонны. Горизонтальные нагрузки воздействия (ветровые, температуры, силовые) передаются через жесткий диск перекрытия на рамы, связи, ядра жесткости и другие конструкции, обеспечивающие устойчивость здания в поперечном и продольном направлении. Для упрощения расчётов традиционными методами пространственные каркасы условно делятся на вертикальные, поперечные, продольные плоские рамы. Однако Современные компьютерные технологии дают возможность производить расчеты по пространственным схемам позволяющие получить экономию материала. По способу восприятия усилий каркасы группы А принято делить в практике проектирования на три основные подгруппы в названиях которых содержатся две из основных характеристик:

1. Тип узла сопряжения горизонтальных или вертикальных элементов рам.
2. Способ восприятия горизонтальных усилий.

А.1 – рамная система – 1.420.1-09 (ИИ-20, ИИ-60). Все горизонтальные нагрузки в такой системе воспринимаются жесткими узлами в рамах и вертикальными связями.

А.2 – связевая система – 1.020-1/87 (ИИ-04). Сопряжения элементов шарнирные. Горизонтальные нагрузки воспринимаются междуэтажными перекрытиями и передаются через низ на вертикальные элементы жесткости к которым относятся: ДЖ, лестничные клетки, шахты лифтов, поперечные стены (если стены из ЖБ, то толщина стены должна быть не менее 160 мм).

А.3 – рамно-связевой каркас – 1.020.1-4. Горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными элементами жесткости, а также рамами каркаса совместно пропорционально их изгибным жесткостям. (основы расчета конструктивных систем многоэтажных зданий смотри заключительные лекции).

Группа Б:

В каркасно-безбалочных зданиях ригели отсутствуют, а рамы образуются путем жесткого соединения надколонной плиты или капители с колонной.

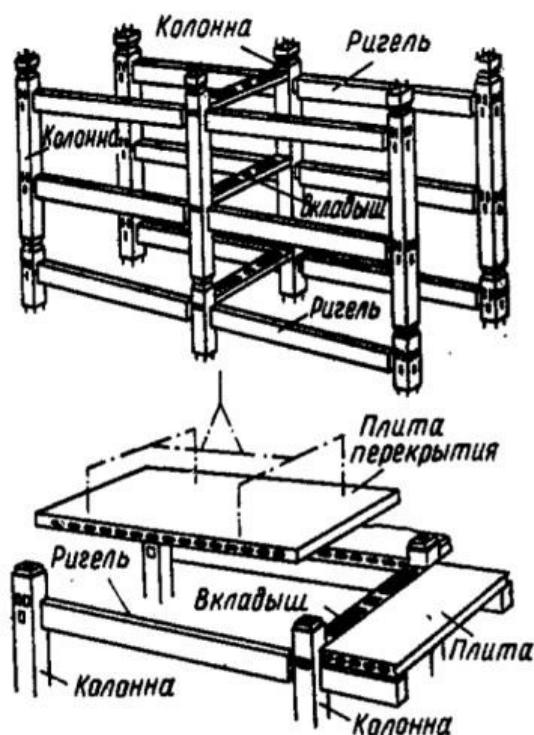


Рис. 2.1. Железобетонный каркас многоэтажного здания
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – распорка; 4 – плита перекрытия

Деформационные швы

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Если расстояние между температурно-усадочными швами при температуре выше минус 40 °С не превышает пределов, указанных в табл.2.1, то конструкции без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Таблица 2.1 Наибольшие допустимые расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях

Вид конструкции	Расстояние между швами, м	
	Внутри отапливаемых зданий и в грунте	в открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях
Сборная каркасная	60	40
» сплошная	50	30
Монолитная и сборно-монолитная каркасная	50	30

То же, сплошная	40	25
-----------------	----	----

Температурно-усадочные швы выполняются в надземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 2—3 см, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции здания создается устройством парных колонн и парных балок по ним.

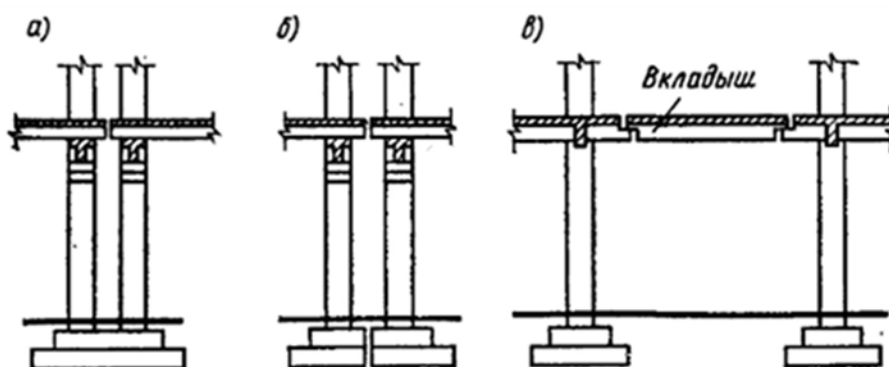


Рис. 2.2. Деформационные швы

а – температурный шов на парных колоннах; б – осадочный шов на парных колоннах; в – осадочный шов с вкладным пролетом

Осадочные швы устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты (рис. 2.2,б). Осадочные швы можно устраивать также с помощью вкладного пролета из плит и балок (рис. 2.2,в). Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

Типизация сборных элементов и унификация размеров

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояния между колоннами в плане (сетка колонн) и высоты этажей унифицируют, т. е. приводят к ограниченному числу размеров.

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей принят размер 600мм. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 3 до 6,6м. Высоты этажей, кратные модулю 300мм,— от 3 до 4,8м.

Чтобы взаимоувязать размеры типовых элементов зданий, предусмотрены три категории размеров: номинальные, конструктивные и натурные (рис. 2.3).

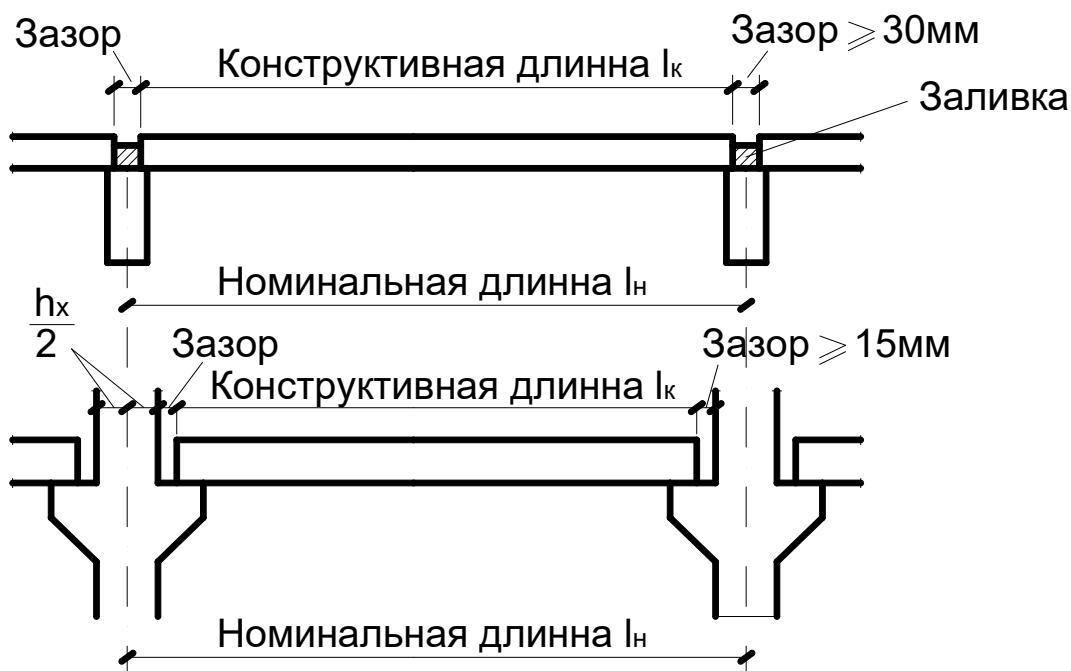


Рис. 2.3. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов: а – панелей; б – ригелей

Номинальные размеры элемента — расстояния между **разбивочными** осями здания в плане. Конструктивные размеры элемента отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В последнем случае величина зазора принимается не менее 30 мм. **Натурные размеры** элемента — фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3—10 мм). **Конструктивные размеры** элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков.

Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа

Элементы сборных конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от веса, при этом расчетные схемы элементов могут существенно отличаться от расчетных схем в проектном положении.

В связи с этим необходимо расчетные схемы элементов назначать так, чтобы усилия, развивающиеся при транспортировании и монтаже, были возможно меньше. Для этого надо устанавливать соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания (которые должны быть указаны на рабочих чертежах элементов).

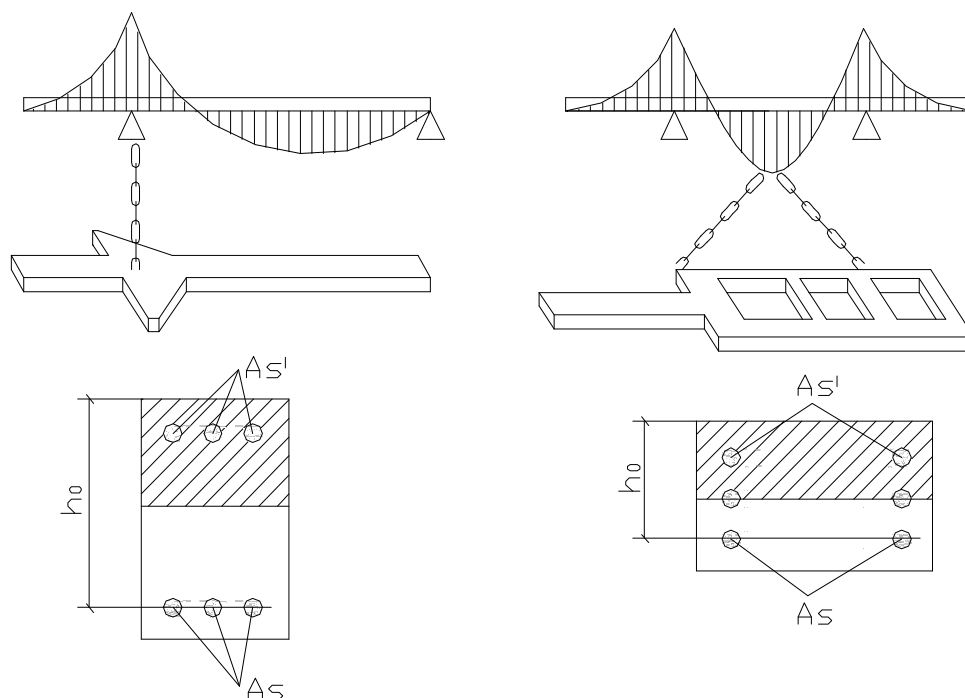


Рис. 2.4. Расчетные схемы сборной колонны в процессе монтажа

Стыки и концевые участки элементов сборных конструкций

Сборные конструкции зданий, смонтированные из отдельных элементов, совместно работают под нагрузкой благодаря стыкам и соединениям, обеспечивающим их надежную связь. Стыки и соединения сборных конструкций можно классифицировать по функциональному признаку (в зависимости от назначения соединяемых элементов) и по расчетно-конструктивному (в зависимости от вида усилий, действующих на них).

Стальные закладные детали для предотвращения коррозии и обеспечения необходимой огнестойкости элементов покрывают защитным слоем цементного раствора по металлической сетке. С этой целью стальные закладные детали при конструировании втапливают так, чтобы после нанесения защитного слоя на поверхности элементов не было местных выступов. Концевые участки сжатых соединяемых элементов (например, концы сборных колонн) усиливают поперечными сетками косвенного армирования. При со-

единении с обрывом продольной рабочей арматуры в зоне стыка усиление поперечными сетками производят по расчёту. Сетки устанавливают у торца элемента (не менее 4 шт.) на длине не менее $10\varnothing$ стержней периодического профиля, при этом шаг сеток должен быть не менее 60 мм, не более $1/3$ размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм (рис. 2.5). Размер ячеек сетки должен быть не менее 45 мм, не более $1/4$ меньшей стороны сечения и не более 100 мм.

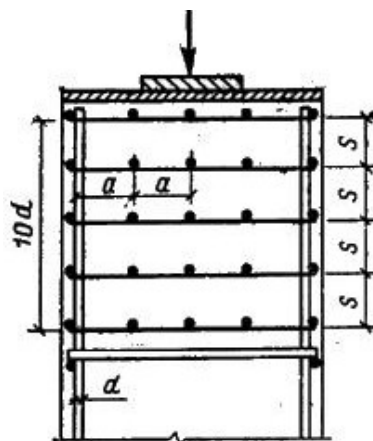


Рис. 2.5. Усиление поперечными сетками концевых участков стыкуемых элементов

У концевых участков сборных предварительно напряженных элементов необходимо предусматривать местное усиление против образования продольных раскалывающих трещин при отпуске натяжения арматуры (рис. 2.6.). Для этого устанавливают дополнительную поперечную напрягаемую или ненапрягаемую арматуру.

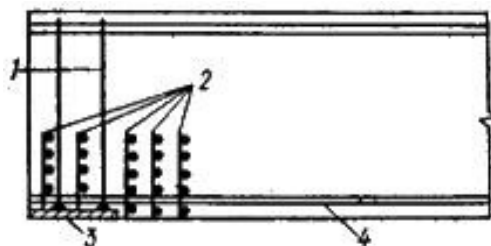


Рис. 2.6. Усиление концевых участков предварительно напряженных элементов:

1 – дополнительные поперечные стержни; 2 – сетки косвенного армирования;
3 – стальная закладная деталь; 4 – продольная

Дополнительную поперечную ненапрягаемую арматуру устанавливают на всю высоту элемента и приваривают к опорной закладной детали.

- Кроме того, у торцов предварительно напряженных элементов устанавливают дополнительную косвенную арматуру с коэффициентом

армирования $\mu=2\%$ на длине не менее $0,6l_p$ и не менее 20см при продольной арматуре, не имеющей анкеров.

В стыках и соединениях сборных железобетонных элементов стальные закладные детали часто проектируют в виде пластинок и приваренных к ним в тавр анкеров, испытывающих действие усилий M, N, Q (рис, 2.7, 2.8).

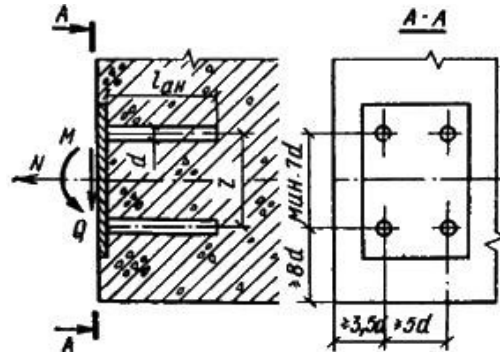


Рис. 2.7. Стальные закладные детали в стыках и соединениях элементов

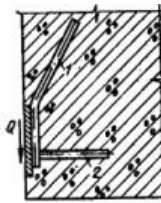


Рис. 2.8. Закладная пластина с нахлесточными анкерами 1 и нормальными анкерами 2

Стыки растянутых элементов выполняют сваркой выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а в предварительно напряженных конструкциях — пропуском через каналы или пазы элементов пучков, канатов или стержневой арматуры с последующим натяжением. Сварные стыки растянутых элементов конструируют так, чтобы при передаче усилий не происходило разгибания закладных деталей, накладок или выколов бетона.

Для передачи сдвигающих усилий на поверхности соединяемых элементов устраивают пазы, которые после замоноличивания образуют бетонные шпонки. Применение бетонных шпонок целесообразно в бесконсольных стыках ригелей с колоннами, где их располагают так, чтобы бетон шпонок работал в наклонном сечении на сжатие, в стыках плитных конструкций, для повышения жесткости панельных перекрытий в своей плоскости и др (рис. 2.9).

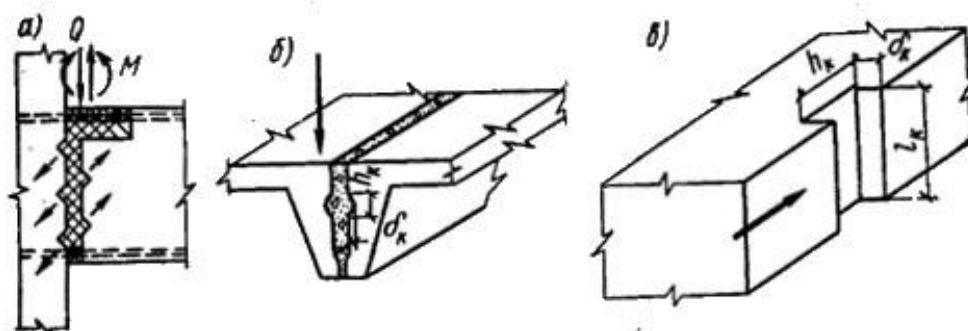


Рис. 2.9. Бетонные шпонки в стыках и соединениях элементов
 а – в стыках ригеля с колонной; б – в соединениях панелей

Тема 2.2 Конструктивные решения многоэтажных зданий

Конструктивные схемы зданий

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств — машиностроения, приборостроения, цехов химической, электротехнической, радиотехнической, легкой промышленности и др., а также базисных складов, холодильников, гаражей и т. п. Их проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах от 3 до 7 этажей (при общей высоте до 40 м), а для некоторых видов производств с не тяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, до 12—14 этажей. Ширина промышленных зданий может быть равной 18—36 м и более. Высоту этажей и сетку колонн каркаса назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Высоту этажей принимают кратной модулю 1,2 м, т.е. 3,6; 4,8; 6 м, а для первого этажа иногда 7,2 м. Наиболее распространенная сетка колони каркаса 6х6, 9х6, 12х6 м. Такие ограниченные размеры сетки колонн каркаса обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать 15 кН/м^2 , а в некоторых производствах 25 кН/м^2 и более.

Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку они ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания — железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис. 2.10). Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами — по рамной системе, а в продольном — работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, — по связевой системе (рис. 2.11). Если в продольном направлении связи или

диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается по рамной системе.

При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость и в поперечном направлении обеспечивается по связевой системе; при этом во всех этажах устанавливаются поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирное соединение ригелей с колоннами в этом решении достигается установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

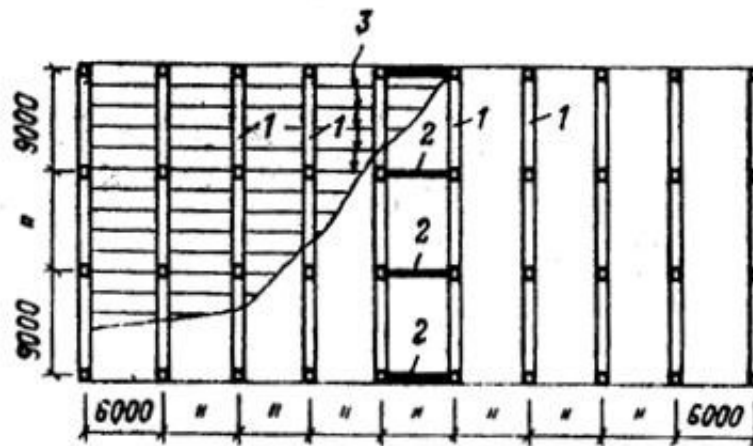


Рис. 2.10. Конструктивный план многоэтажного каркаса промышленного здания

1 – поперечные рамы; 2 – продольные вертикальные связи; 3 – панели перекрытий

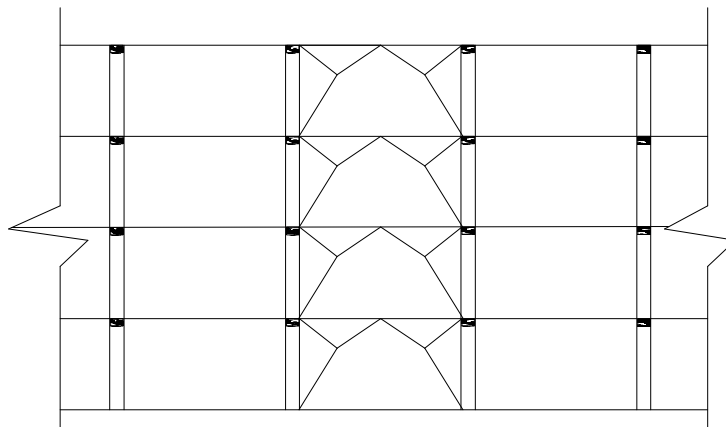


Рис. 2.11. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в продольном направлении

Ригели соединяют с колоннами (стойками) на консолях, с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием полости стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты ши-

риной 1500 или 3000мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможно опирание плит перекрытий двух типов: на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным) и по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием, провисающим из этажа в этаж и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору). В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9м имеют одинаковое сечение 800мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки — от 5 до 25кН/м².

Пример решения конструкции здания с безбалочными перекрытиями приведен на рис. 2.12. Ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается по рамной системе. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колонн на расстояние, равное половине ширины надкапитальной плиты.

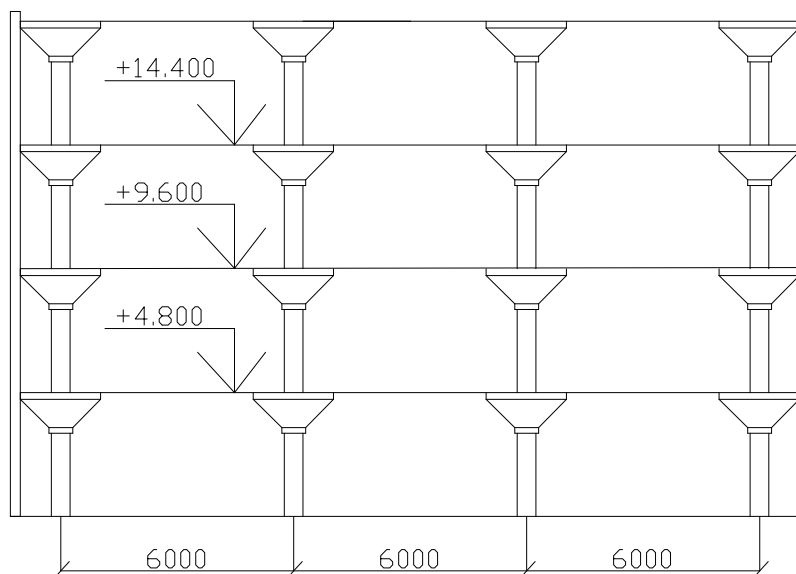


Рис. 2.12. Конструкции зданий многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6×6 или 9×6м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять

их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия более 10 кН/м².

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн 18×6, 18×12, 24×6м. Большие пролеты здания перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4; 3 и 3,6м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания приведен на рис. 2.13. Здание имеет 6 этажей — три основных и три межферменных. Безраскосные фермы, жестко связанные с колоннами, являются составной частью многоэтажного каркаса и работают как ригели рам. Крайние стойки ферм вверху и внизу снабжены выступами для соединения с колоннами ниже- и вышележащих этажей. Плиты перекрытий в основных этажах ребристые; их укладывают на верхний пояс ферм. Панели перекрытий вспомогательных этажей пустотные или ребристые; опираются они на полки нижнего пояса ферм (рис. 2.14).

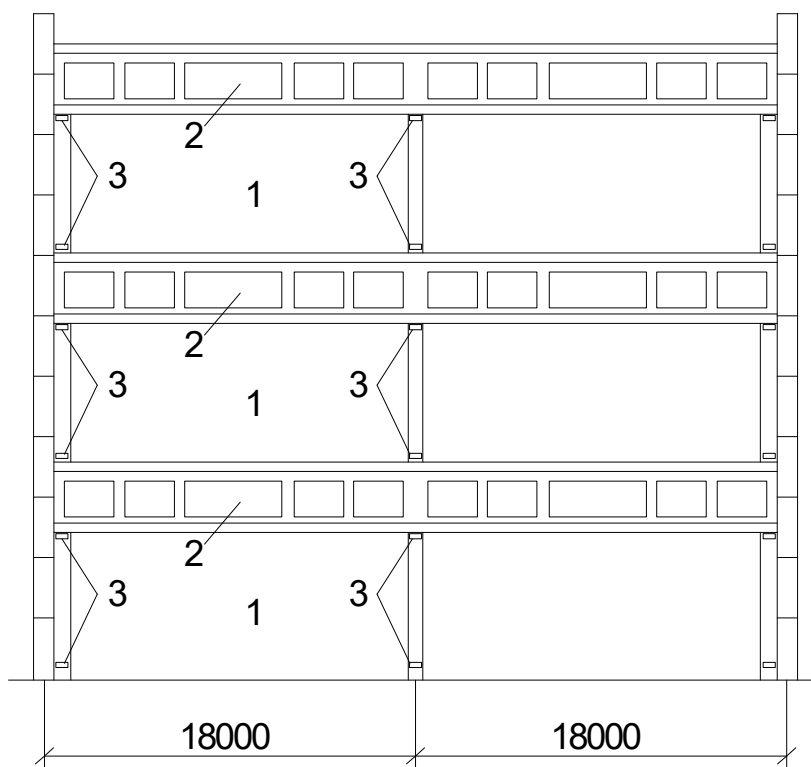


Рис. 2.13. Конструкция многоэтажного промышленного здания с межферменными этажами

1 – основные этажи; 2 – межферменные этажи; 3 – соединения колонн с безраскосными фермами

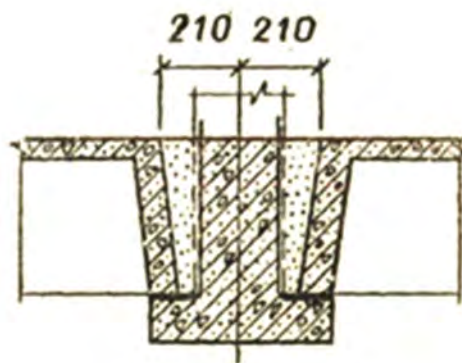


Рис. 2.14. Деталь опирания перекрытия на нижний пояс безраскосных ферм

Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания проектируют для массового строительства высотой 12—16 этажей, а в ряде случаев — высотой 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоты этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимая пространственная жесткость такого здания достигается различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах, горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно, и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе (рис. 2.15, а).

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении — по

рамной системе (рис. 2.15, б). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

Панельные конструкции применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном, иногда в продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих поперечных стен.

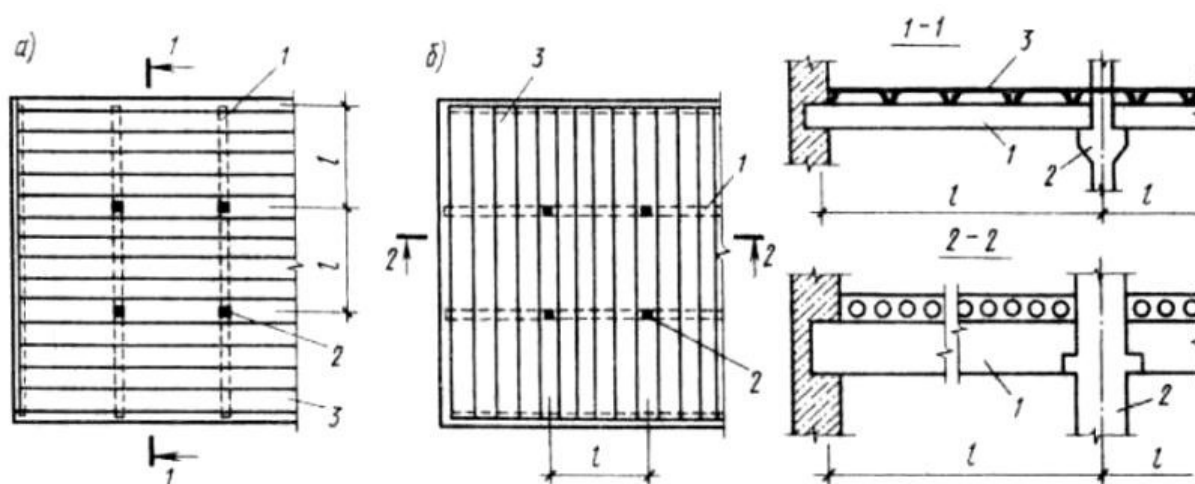


Рис. 2.15. Направление ригелей поперек (а) и вдоль (б) здания в сборном балочном перекрытии

Многоэтажное панельное здание, как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе. Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используются внутренние стены сблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток; здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля — в виде двутавров; здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение. В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

Расчетные схемы и нагрузки

Предварительный подбор сечений. Плоские рамы, расположенные с определенным шагом и связанные перекрытиями, образуют простран-

венный блок рам с размерами в плане, равными расстоянию между температурными швами или наружными стенами. Вертикальные постоянные и временные нагрузки, а также горизонтальные ветровые нагрузки приложены одновременно ко всем рамам блока, поэтому пространственный характер работы в этих условиях не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности на свою нагрузку.

Многоэтажная железобетонная рама статически неопределима, и для ее расчета необходимо предварительно подобрать сечения ригелей и стоек, определить их жесткости или установить отношение жесткостей. С этой целью пользуются примерами ранее запроектированных аналогичных конструкций или предварительно приближенно подбирают сечения. Высоту сечения ригеля определяют по формуле:

$$h_0 = 1,8 \cdot \sqrt{\frac{M}{f_{cd} \cdot b}}$$

где $M=0,6...0,7M_0$; здесь M_0 — изгибающий момент ригеля, вычисленный как для однопролетной свободно лежащей балки.

Площадь сечений колонн находят по приближенной формуле:

$$A = (1,2...1,5) \frac{N}{f_{cd}}$$

По результатам предварительного подбора сечений производят взаимную увязку сечений ригелей и стоек и округляют их размеры до унифицированных. Момент инерции сечений ригелей и стоек определяют, как для сплошного бетонного сечения. При монолитных перекрытиях момент инерции ригелей определяют, как для тавровых сечений с шириной полки, равной шагу рам.

Усилия от нагрузок

Многоэтажные многопролетные рамы каркасных зданий имеют преимущественно однообразную (регулярную) расчетную схему с равными пролетами или со средним укороченным пролетом на оси симметрии, а также с одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 2.16 а). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высота этажа (рис. 2.16 б). Это дает основание расчленить многоэтажную раму на ряд одноэтажных рам с высотой стоек (колонн), равной половине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек, кроме первого этажа.

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три такие одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа. Если число пролетов рамы больше трех, то практически заменяют трехпролетной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

При расчете по методу перемещений число неизвестных углов поворота равно числу узлов в одном ярусе рамы. Горизонтальным смещением при вертикальных нагрузках обычно пренебрегают. При расчете по методу сил в качестве неизвестных принимают опорные моменты ригелей одного яруса рамы и сводят задачу к решению трехчленных уравнений балки на упруго-вращающихся опорах.

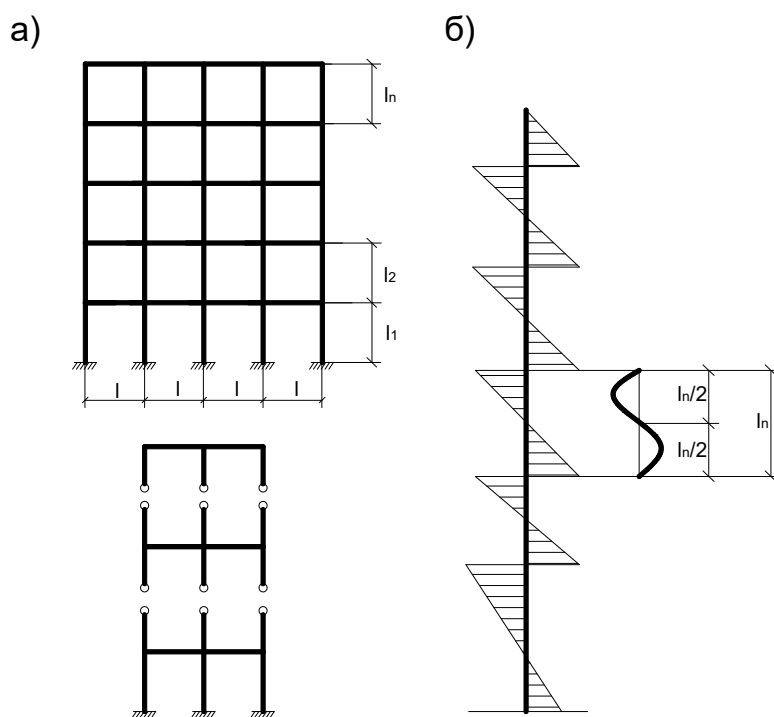


Рис. 2.16. Расчетные схемы многоэтажных рам (а) и эпюра моментов многоэтажной колонны (б)

Расчет также можно выполнять по таблицам прил. 1. В таблицах опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми сечениями:

$$M = (\alpha g + \beta v) \times l^2,$$

где α , β — табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной и временной нагрузками и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу, к погонной жесткости ригеля; g , v — постоянная и временная нагрузки на 1 м ригеля; l — пролет ригеля между осями колонн.

Изгибающие моменты в стойках для каждой схемы загрузки рамы определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, распределяя ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей, а также поперечные силы определяют обычными способами как в однопролетной балке, загруженной внешней нагрузкой и опорными моментами по концам.

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняют приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 2.17). Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считают расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже при защемлении стоек в фундаменте — на расстоянии $2/3$ высоты от места защемления.

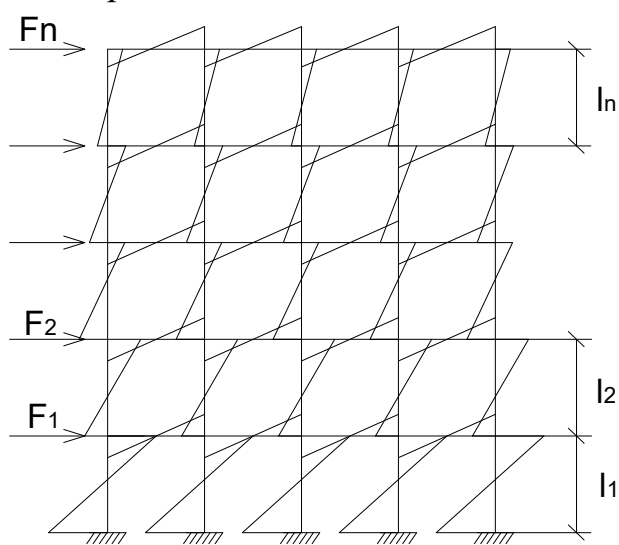


Рис. 2.17. К расчету многоэтажных рам на горизонтальные нагрузки

Ярусные поперечные силы рамы

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n; \quad Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n \text{ и т.д.};$$

они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткостям:

$$Q = Q_k \cdot \left(\frac{B}{\sum_1^m B_i} \right);$$

здесь B – жесткость сечения стойки; m – число стоек в ярусе.

Крайние стойки рамы, имеющие степень защемления в узле меньшую, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу примыкает ригель только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывается в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек путем умножения на коэффициент $\beta < 1$, определяемый по табл. 2.2.

Таблица 2.2. Значения коэффициента β для уменьшения жесткости крайних стоек многоэтажных рам при расчете на горизонтальные нагрузки.

Коэффициент	Все этажи, кроме первого, при i/i_{inf}						Первый этаж
	0,25	0,5	1	2	3	4	
β	0,54	0,56	0,62	0,7	0,75	0,79	0,9

$i = B/l$ – погонная жесткость ригеля крайнего пролета; i_{inf} – погонная жесткость крайней стойки, примыкающей к узлу снизу.

По найденным поперечным силам определяют изгибающие моменты на стойках всех этажей, кроме первого:

$$M = \frac{Ql}{2}$$

Для первого этажа изгибающий момент стойки в верхнем и нижнем сечениях

$$M = \frac{Ql}{3}; \quad M = \frac{2Ql}{3}$$

При определении опорных моментов ригелей суммарный момент в узле рамы от выше и ниже расположенных стоек распределяется между ригелями пропорционально их погонным жесткостям. В крайнем узле момент ригеля равен сумме моментов стоек.

Расчетные усилия и подбор сечений

На основании эпюр моментов и поперечных сил рамы от различных нагрузок строят огибающие эпюры M и вычисляют соответствующие им продольные силы N для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

Для расчетных сечений по огибающим эпюрам должны быть найдены значения M_{max} и M_{min} и соответствующие им значения N , а также N_{max} и соответствующие им M . Расчетные усилия могут быть найдены также составлением таблицы, куда вписывают значения усилий, соответствующие отдельным загружениям. Расчетными сечениями для ригелей являются сечения на обеих опорах и в пролете, для колонн – сечения вверху, внизу и, кроме того, для высоких колонн — в одном - двух промежуточных сечениях по высоте.

Сечения ригелей и стоек подбирают как для изгибаемых и сжатых элементов. Если моменты имеют разные знаки, но близки по величине, сечения армируют с симметричной арматурой. Расчетную длину стоек принимают в зависимости от условий закрепления в узлах.

Для расчета усилий многоэтажных рам с применением ЭВМ имеются разработанные программы.

Системы рамные, рамно-связевые и связевые

Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных зданий устанавливают в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок — по рамной, рамно-связевой или связевой системе. Междуэтажные перекрытия рассматривают как жесткие, не деформирующиеся при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы.

Расчетные схемы рамно-связевых систем отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм: сплошных, комбинированных и с проемами (рис. 2.18). Вертикальные конструкции, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны. Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуэтажные перекрытия. Эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми. Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме также принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания.

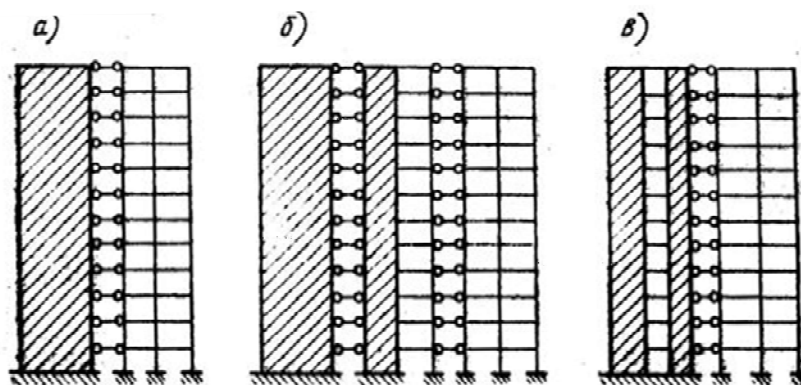


Рис. 2.18. Расчетные схемы рамно-связевых систем
а — со сплошной диафрагмой; б — со сплошной и комбинированной диафрагмами; в — с проемной диафрагмой

Расчетные схемы связевых систем отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных зданий в различных сочетаниях: сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов (рис. 2.19). В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями.

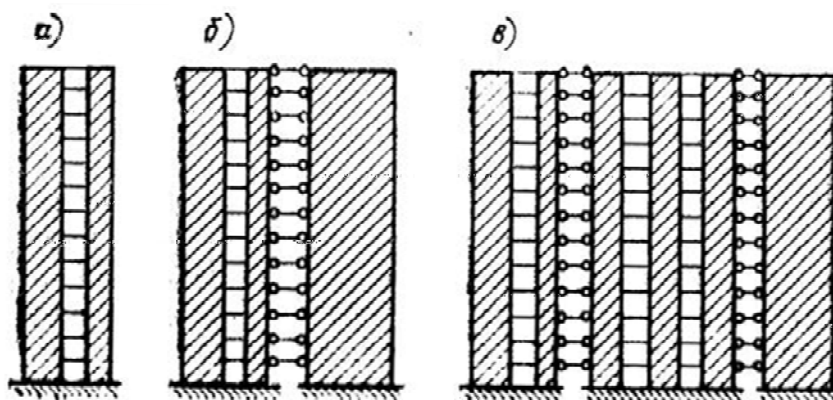


Рис. 2.19. Расчетные схемы связевых систем
 а – с проемными диафрагмами; б – с проемными и сплошными диафрагмами;
 в – с разнотипными диафрагмами

Влиянием продольных деформаций ригелей, перемычек и стержней-связей между вертикальными конструкциями ввиду малости значений пренебрегают. Также пренебрегают деформацией сдвига стоек рам и вертикальных диафрагм. Отношение высоты сечения вертикальной диафрагмы к ее длине обычно составляет $\frac{h}{l_0} \leq \frac{1}{4}$.

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчетах соответствующим снижением их погонной жесткости. Влияние же податливости стыков вертикальных диафрагм, как показали исследования, может учитываться в расчетах снижением их изгибной жесткости примерно на 30 %.

В расчетных схемах многоэтажных зданий регулярной структуры с постоянными по высоте значениями жесткости элементов дискретное расположение ригелей, перемычек, стержней-связей целесообразно заменять непрерывным (континуальным) расположением, сохраняя дискретное расположение стоек рам, простенков диафрагм. Расчеты выполняют на основе общего дифференциального уравнения. Усилия, перемещения и динамические характеристики различных многоэтажных зданий определяют по готовым формулам и таблицам, полученным в результате решения общего уравнения.

Расчетную ветровую нагрузку для зданий высотой 12 этажей и более 40 м при расчете прочности определяют с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра.

Прогибы многоэтажного здания определяют от действия нормативной ветровой нагрузки. Прогиб верхнего яруса ограничивают значением, равным $f \leq H/1000$.

Горизонтальную ветровую нагрузку (увеличивающуюся кверху) при расчете многоэтажных зданий заменяют эквивалентной, равномерно распределенной или же эквивалентной нагрузкой, распределенной по трапеции. При равномерно распределенной нагрузке получают более компактные расчетные формулы и практически точные значения перемещений и усилий в расчетных сечениях. Эквивалентная, равномерно распределенная ветровая нагрузка определяется по моменту в основании

$$p = \frac{2M_{act}}{H^2}$$

где M_{act} —момент в основании от фактической ветровой нагрузки.

Тема 2.3 Типы перекрытий. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами

Классификация плоских перекрытий

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений. По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные. Балочными называют перекрытия, в которых балки, расположенные в одном направлении или в двух направлениях, работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. Конструктивные схемы перекрытий при сборном и монолитном выполнении различны, поэтому классификация перекрытий ведется по конструктивным признакам:

- балочные сборные;
- ребристые монолитные с балочными плитами;
- ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру;
- балочные сборно-монолитные;
- безбалочные сборные;
- безбалочные монолитные;
- безбалочные сборно-монолитные.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть:

а) при отношении сторон $l_2/l_1 > 2$ — балочными (рис. 6.1, а), работающими на изгиб в направлении меньшей стороны, при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его небольшой величины пренебрегают;

б) при отношении сторон $l_2/l_1 \leq 2$ — опертыми по контуру (рис. 6.1, б), работающими на изгиб в двух направлениях, с перекрестной рабочей арматурой.

Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

Компоновка конструктивной схемы перекрытия. Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона, класса С12/15.

Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены

лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер — плита — работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию между второстепенными балками.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, которые, в свою очередь, опираются на колонны и наружные стены.

Главные балки можно располагать в продольном или поперечном направлении здания с пролетом 6...8 м. Второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны (рис. 2.20). Пролет второстепенных балок может составлять 5...7 м, плиты 1,7—2,7 м.

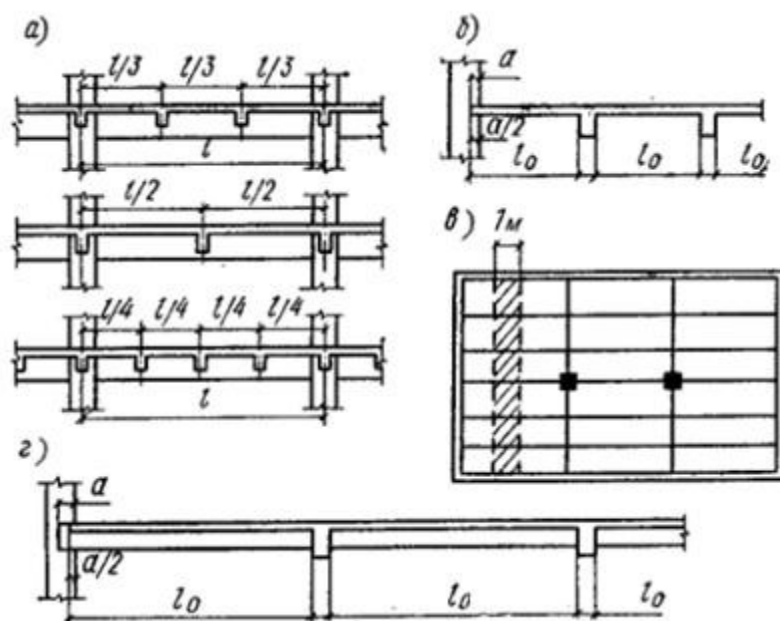


Рис. 2.20. Схемы балок и плит ребристых перекрытий

Для обеспечения возможности выполнения статического расчета с применением готовых формул или таблиц (по упрощенной методике) элементы перекрытий (балочные плиты, ГБ, ВБ) при действии равномерно распределенной нагрузки рекомендуется назначать с равными пролетами или с пролетами, не отличающимися на:

- Для балок 10%
- Для плит 20%

Рекомендуется назначать меньше средних, но в указанных пределах. Допускается крайние разбивочные оси в зданиях располагать по внутренним стенам (привязка нулевая). При проектировании монолитной плиты ее толщина предварительно назначается в зависимости от соотношения нагрузки и пролетов.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Минимальные ее значения составляют: для междуэтажных

перекрытий промышленных зданий 6 см, для междуэтажных перекрытий жилых и гражданских зданий 5 см. При значительных временных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Высота сечения второстепенных балок составляет обычно $(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20})l$. главных балок - $(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15})l$. Ширина сечения балок $b = (0.4 \dots 0.5)h$.

Общая последовательность проектирования плоских железобетонных перекрытий

1. Выбор конструктивной схемы перекрытия.
2. Компоновка конструктивной схемы перекрытия.

При выполнении компоновки следует обязательно учитывать:

- Назначение здания, величины нагрузок, архитектурно-планировочное решение.
- Обязательное определение технико-экономических показателей, т.е. рассматривается несколько вариантов конструктивных схем, конструктивных признаков, и на основании технико-экономического анализа выбирается наиболее экономичный вариант. При этом общий расход материалов на перекрытие складывается из расхода материалов на плиты и балки. Наибольший расход (60-70%) приходится на плиты. Поэтому наиболее экономичное решение конструкций плит перекрытий имеет первостепенное значение.

3. Расчет конструкции перекрытия
 - 3.1 Определение нагрузки.
 - 3.2 Определение расчетной схемы и расчетных пролетов.
 - 3.3 Определение расчетных усилий.
 - 3.4 Выбор материала (класс бетона и арматуры, в зависимости от условий эксплуатации).
 - 3.5 Предварительное назначение размеров элементов.
 - 3.6 Определение арматуры.
4. Конструирование (соблюдение и выполнение всех конструктивных требований для рассчитываемой конструкции).

Последовательность расчета балочной плиты

Определение нагрузок. Для балочной плиты повышение несущей способности обусловлено опиранием по коротким сторонам относительно не велико. Поэтому для расчета балочной плиты на действие равномерно распределенной нагрузки из нее, условно вырезается две полосы шириной 1 м, опертой на второстепенные балки. Принимается, что такая полоса работает как отдельная неразрезная балка и изгибается в одном направлении.

Полоса 1. Между осью 1 и 2 в крайнем шаге. В этом случае участки плиты защемлены по трем сторонам.

Полоса 2. Между средними осями. В этом случае участки плиты защемлены по 4 сторонам, что скажется на определении усилий.

Определение расчетной схемы и усилий:

Плита рассчитывается как неразрезная балка, загруженная неравномерной распределенной нагрузкой. В случае если пролеты отличаются в пределах 20% изгибающие моменты определяют с учётом их перераспределения, в следствии пластических деформаций бетона по готовым формулам. При этом при количестве пролетов 5 и более плита рассчитывается как неразрезная пяти пролётная равно-пролётная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. Расчет выполняется для двух полос, так как на работу участков работы плиты, защемленной по 4 сторонам в местах сопряжения с второстепенными и главными балками благоприятное влияние оказывает распор, поэтому для плит, окаймлённых по внешнюю контуру монолитно связанных с ними балками, значения изгибающих моментов следует уменьшать в сечениях промежуточных пролетов и опор на 20%.

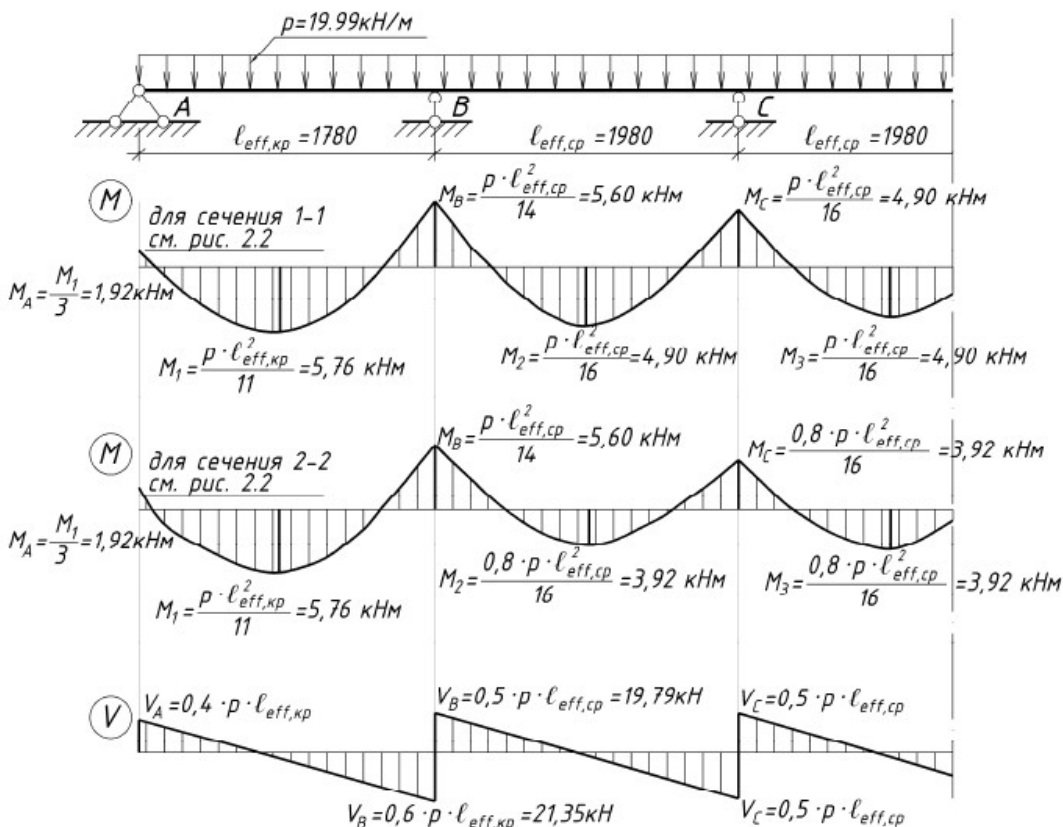


Рис. 2.21. Типичные эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

При этом плита работает на местный изгиб по пролету равному расстоянию свету между второстепенными балками. Вариант армирования плиты

(рулонные или сварные сетки) назначается предварительно уже на стадии определения расчетных усилий на первой промежуточной опоре.

За расчетные пролеты плиты в принятой расчетной схеме принимается:

Эффективный l_{eff} определяется:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

Где, l_n расстояние в свету между опорами, а a_1 и a_2 для обоих концов пролета определяется в соответствии с рисунком 2.22, 2.23.

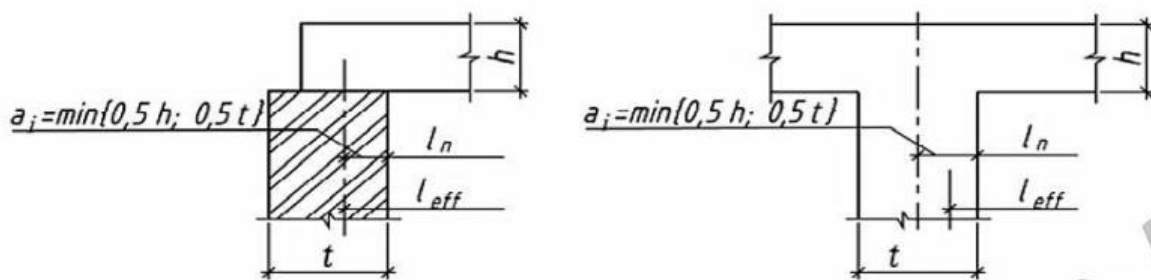


Рис. 2.22. Эффективный пролет l_{eff} для различных условий опирания

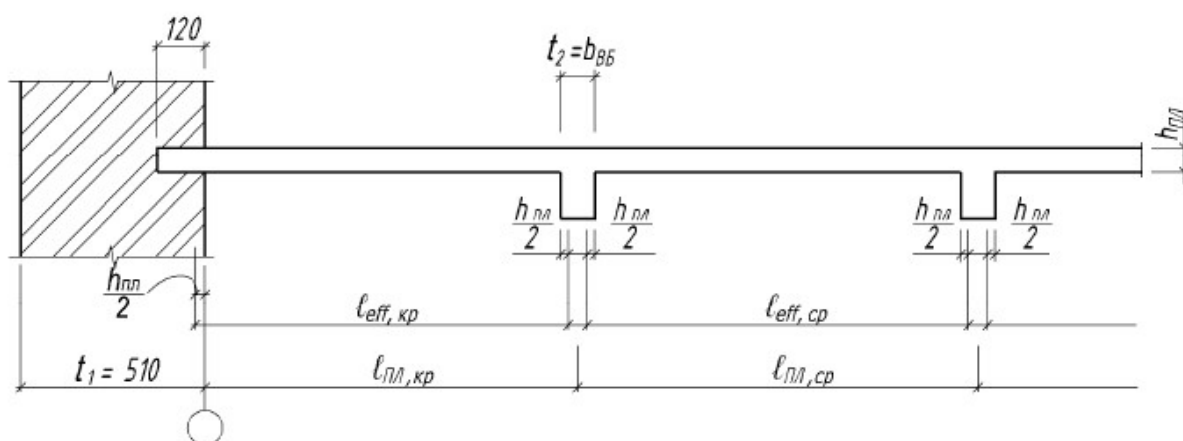


Рис. 2.23. Расчетные пролеты плиты перекрытия

Определение (предварительное назначение) высоты сечения плиты:

При назначении высоты плиты необходимо учитывать

1. Требования по назначению минимального защитного слоя бетона в зависимости от класса эксплуатации;
2. Величина ξ рекомендуется для плит 0.1...0.2.

Последовательность высоты плиты и окончательное ее назначение приведено в структуре на рис. 2.24.

При выполнении условия (8) структуры на рис. 2.24, сопротивление сечения плиты обеспечено и конструктивная арматура не требуется.

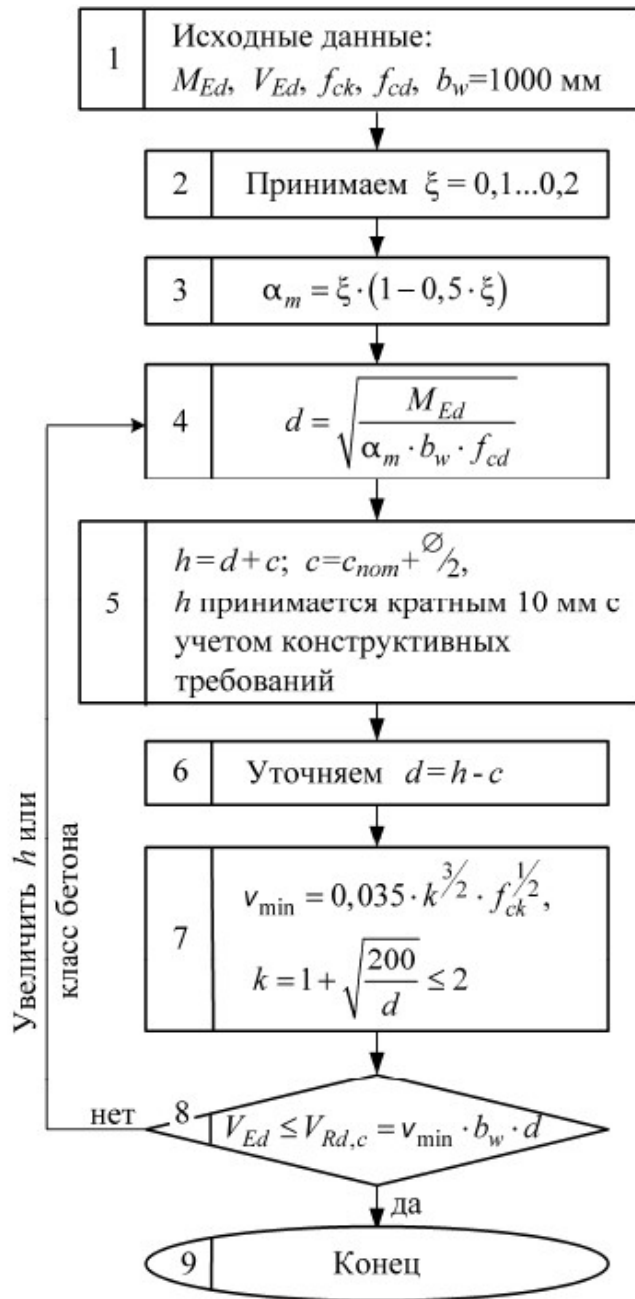


Рис. 2.6. Структура определения высоты сечения плиты

Подбор сечения арматуры:

Подбор рабочей продольной арматуры в каждом сечении плиты производится по соответствующим изгибающим моментам как для прямоугольного сечения шириной 1 метр, высотой равной толщине плиты с одиночным армированием (ращение прямой задачи) согласно структуре на рис. 2.25.

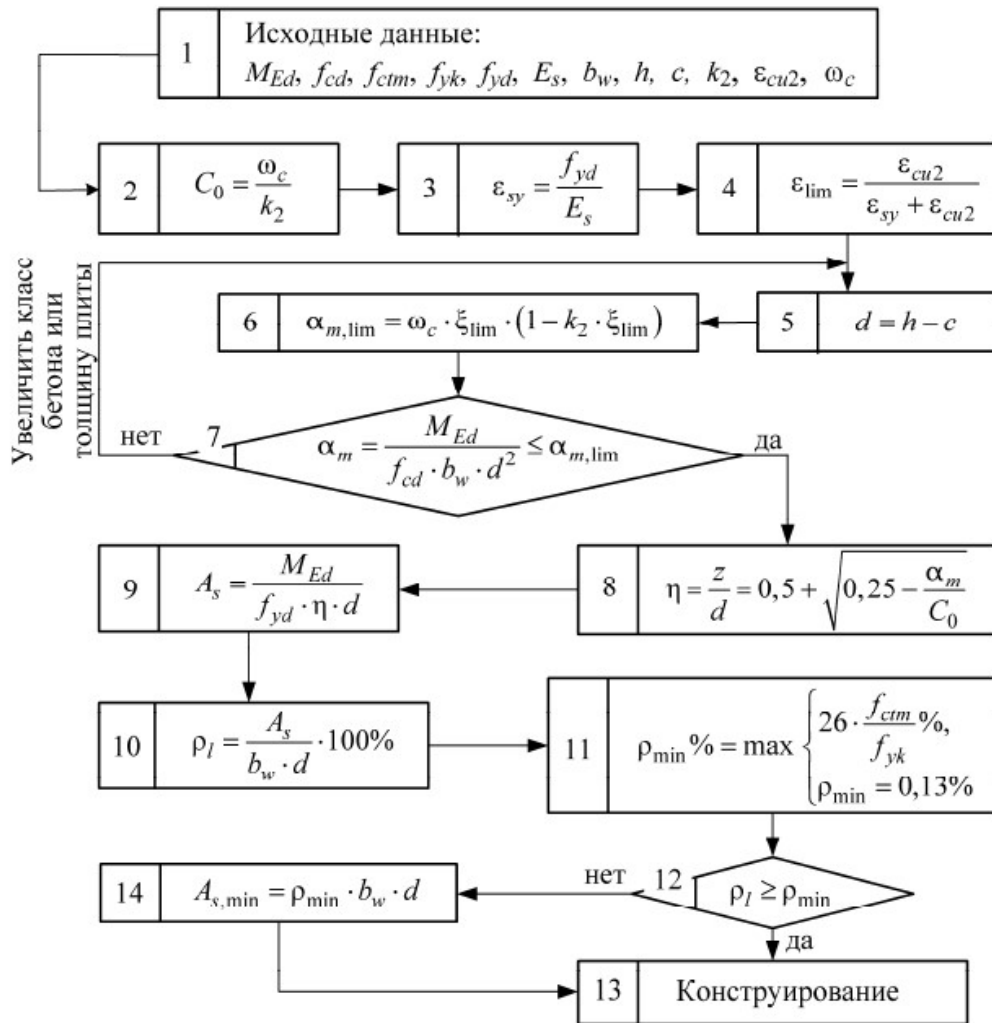


Рис. 2.25. Структура подбора площади арматуры

Конструирование плиты:

Армирование балочной плиты может выполняться в двух вариантах

1. В виде рулонных сеток с продольным расположением рабочих стержней.
2. В виде плоских сварных сеток с поперечным расположением рабочих стержней.

Многопролетные балочные плиты в соответствии с характером эпюры моментов армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры; рулон раскатывают по опалубке поперек второстепенных балок (рис. 2.26а). Сетки перегибают на расстоянии $0,25l$ от оси опоры (в местах нулевых моментов) и укладывают на верхнюю арматуру каркасов второстепенных балок. В первом пролете на основную сетку плиты укладывают дополнительную, которую заводят за опоры на $0,25l$ (рис. 2.26б). Если нужна более сильная рабочая арматура — диаметром 6 мм и более — плиты армируют в пролете и на опоре отдельно плоскими сетками с поперечным расположением рабочей арматуры (рис. 2.26в, г).

Конструктивное требование по назначению шага стержней, длины, ширины рулона (обусловлена весом) приведена в нормативных справочных материалах.

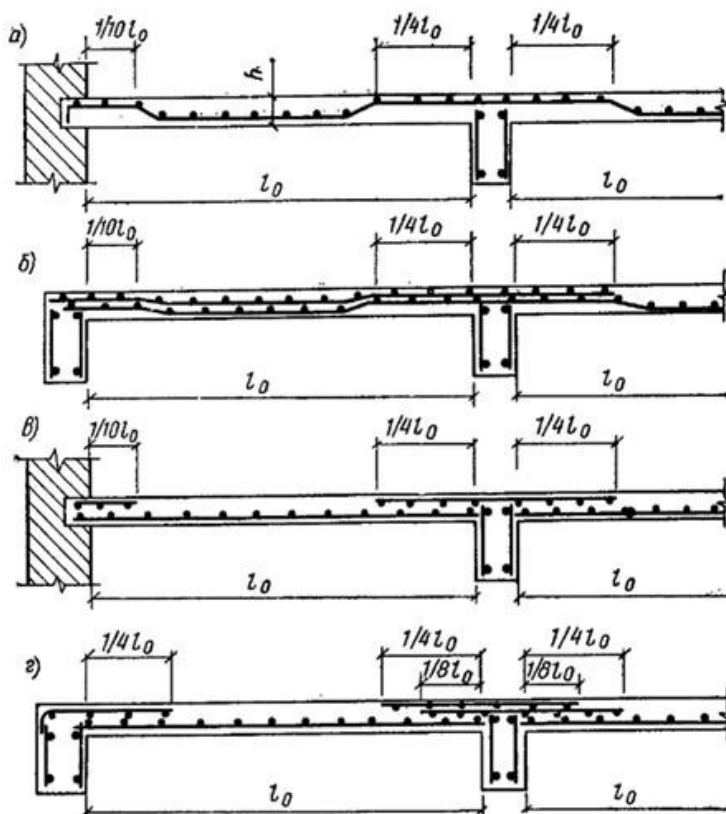


Рис.2.26. Армирование балочных плит

Рекомендации: в пролете на опоре как правило устанавливают по одной сетке. В местах заделки плиты в стену так же конструктивно устанавливают верхние сетки. В места обрыва надпорных сеток устанавливают в соответствии с эпюрой отрицательных моментов и конструктивных требований. При армировании плиты в первую очередь следует использовать стандартные сварные сетки заводского изготовления по нормативным документам (ГОСТ 23279-2012, СТБ).

$$X C \frac{D-v}{d-u} A + L \frac{C_1 + C_2}{k}$$

D – диаметр продольных стержней

v – шаг продольных стержней

d – диаметр поперечных стержней

u – шаг поперечных стержней

C_1 – свободные концы продольных стержней сетки

C_2 – свободные концы поперечных стержней сетки

Сетки бывают:

1. Легкие - сетки с продольными и поперечными стержнями диаметром от 3 до 10 мм включительно.
2. Тяжелые - сетки имеющие в одном направлении стержни диаметром 12 мм и более.

При отсутствии в сортаменте требуемых по расчету сеток их следует запроектировать при обязательном соблюдении конструктивных требований:

1. Размерам сетки;
2. Диаметрам стержней;
3. По шагу продольных и поперечных стержней (рабочей и распределительной арматуры);
4. По нахлесту.

Общая последовательность расчета и проектирования второстепенных балок монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами.

1. Определение нагрузки.
2. Расчетная схема и усилия.
3. Уточнение размеров.
4. а. выбор рабочей продольной арматуры .
б. выбор рабочей поперечной арматуры.
5. а. Назначение количества и диаметров продольных и поперечных стержней по результатам расчета.
б. Построение эпюры материалов.
в. Окончательное конструирование.

Определение нагрузки и усилий:

Нагрузки, передаваемые на второстепенную балку, условно прикладываются с полосы шириной равной расстоянию между осями второстепенных балок. После определения нагрузки на 1 м.п. составляются основные сочетания нагрузок и для дальнейшего расчета принимается наиболее неблагоприятное сочетание.

Второстепенную балку рассматривают как многопролетную неразрезную загруженную неравномерной распределенной нагрузкой. При пролетах, отличающихся не более чем на 10% изгибающие моменты определяются с учетом перераспределения в следствии пластических деформаций по упрощенной методике (по табличным данным). В этом случае для расчета применяется расчетная схема в виде многопролетной неразрезной равно пролётной (пяти пролетная) балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой. Для определения ординат огибающей эпюры моментов применяется следующая методика:

1. Балка условно разбивается на сечения через $0.2 l_{eff}$.

2. Нулевая точка положительных моментов устанавливается на расстоянии $0.15l_{eff}$ от первой промежуточной опоры. положение нулевой точки отрицательных моментов в первом пролете зависит от соотношения переменной и постоянной нагрузки.
3. Максимальное значение положительного момента в первом пролете находится в сечении $0.435 l_{eff}$, в средних $0.5 l_{eff}$.
4. При определении коэффициентов β пользуются готовыми таблицами и схемами, приведёнными в справочниках. Коэффициент β_+ определяется в зависимости от расположения рассматриваемого сечения по длине пролета, а коэффициент β_- зависит от соотношения нагрузок.

Результаты определения ординат огибающей эпюры моментов рекомендуется сводить в табличную форму

Определение (уточнение) размеров второстепенной балки.

Размеры сечения второстепенной балки определяют по максимальному опорному отрицательному моменту. Второстепенная балка имеет тавровое сечение. В случае определения высоты сечения балки по отрицательному моменту, полка таврового сечения расположена в растянутой зоне, поэтому при расчете не учитывается, и в этом случае расчет тавровой балки ничем не отличается от расчета прямоугольной балки. При проценте армирования равном или больше предельного изгибаемые элементы разрушаются хрупко по сжатой зоне бетона без развития значительных пластических деформаций. В этом случае в статически неопределимых конструкциях к моменту разрушения, перераспределение усилий полностью не реализуется. И несущая способность конструкции не может быть оценена расчетом по методу предельного равновесия. Поэтому для реализации полного распределения усилий элементы статически неопределимых конструкций следует проектировать с армированием меньше предельного. В связи с этим при подборе сечения, в которых намечается появление пластических шарниров, следует принимать величину ξ в пределах $0.25 \dots 0.4$. При этом необходимо проектировать конструкцию таврового сечения так чтобы причиной разрушения не могли быть:

1. Срез сжатой зоны.
2. Раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений. (Особенно в элементах таврового и двутаврового сечений).

При этом для армирования таких конструкций, в которых происходит достаточно большие пластические деформации, рекомендуется применять мягкие стали.

Подбор сечения арматуры.

Особенность расчета по определению продольной арматуры второстепенной балки состоит в том, что в зависимости от направления действия изгибающего момента, сжатая зона таврового сечения может быть расположена либо в верхних, либо в нижних гранях сечения. То есть:

1. При определении сечения рабочей продольной арматуры в средних пролетах или на промежуточных опорах возможно действие отрицательного момента. В этом случае в расчет вводится прямоугольное сечение с шириной ребра балки.

2. При подборе продольной арматуры в пролетах второстепенной балки от действия положительного момента, сечение балки рассчитывается, как тавровое, с шириной полки равной b_{eff} .

Особенность расчета по определению продольной арматуры заключается в правильном определении эквивалентного сечения.

Максимальная расчетная ширина полки b_{eff} ограничивается определенными пределами. Так как ее совместная работа с ребром в предельной стадии может быть не обеспечена в следствии местной потери устойчивости полки и ее чрезмерного прогиба. Значение b_{eff} (эффективной ширины плиты) вводимое в расчеты определяется на основании расстояния l_0 между точками нулевых моментов (рис. 2.27, 2.28).

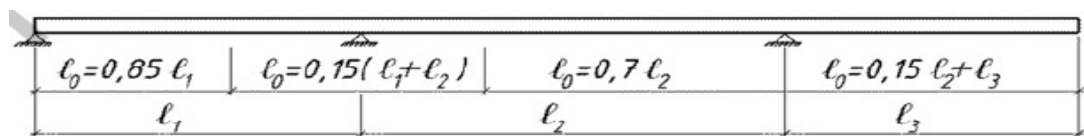


Рис. 2.27. Определение l_0 для расчета эффективной ширины полки

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

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

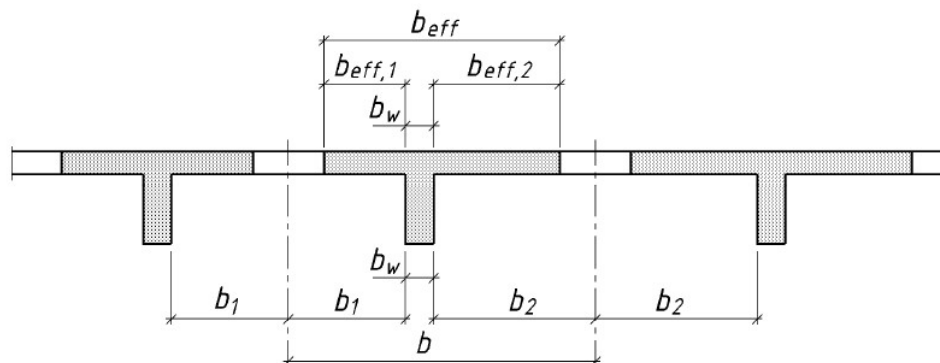


Рис. 2.28. Параметры эффективной ширины полки

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

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1 \cdot l_0 \leq \min \begin{cases} 0.2 \cdot l_0 \\ b_i \end{cases}$$

Поперечная арматура конструируется исходя из расчета прочности наклонных сечений). Расчет требуемой площади поперечного армирования производится в зависимости от величины поперечной силы V_{ed} действующей в рассматриваемом сечении. Выполняется проверка условия необходимости установки поперечной арматуры по расчету.

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

где $V_{Rd,c}$ - расчетное сопротивление бетона поперечной силе без поперечной арматуры при отсутствии продольного усилия.

Если это условие выполняется поперечное армирование по расчету не требуется и его назначают по конструктивным требованиям.

Если это условие не выполняется, то необходимо устанавливать расчетное количество поперечной арматуры.

При этом для элементов с вертикальной поперечной арматурой сопротивление срезу V_{rd} определяется как меньшее из значений V_{rds} и $V_{rd,max}$, где V_{rds} - поперечная сила, которая может быть воспринята поперечной арматурой, V_{rdmax} - поперечная сила, которая может быть воспринята полосой бетона между наклонными трещинами. Окончательное решение о диаметре и шаге поперечной арматуры принимается после назначения диаметров и их количества.

Конструирование второстепенной балки монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

При назначении армирования второстепенной балки возможны следующие варианты:

1. Отдельные отогнутые стержни;
2. Армирование сварными каркасами;
 - 2.1 С применением сварных каркасов и надпорных сеток с поперечной рабочей арматурой с применением только сварных каркасов.
 - 2.2 С применением только сварных каркасов.

Определив необходимое расчетное значение требуемой по расчету рабочей продольной арматуры в пролетах и на опорах балки переходят к назначению количества и диаметров стержней. При этом в начале подбирают (назначают) арматуру во всех пролетах.

Рекомендуется использование следующих основных положений:

1. Количество стержней в пролетах балки рекомендуется назначать таким, чтобы рабочая продольная арматура разместилась в одном ряду не менее трех стержней, так как два из них должны будут доведены до опор (не

более 4 диаметров в нижнем ряду). Минимальны диаметр рабочих продольных стержней 12 мм;

2. Число стержней в пролете следует согласовать с требуемым по расчету сечением отогнутой арматуры и с количеством отогнутых стержней, которое требуется, чтобы перекрыть на опоре участок огибающей эпюры;

3. Всю отогнутую арматуру следует получить посредством отгиба нижних продольных стержней. Количество плоскостей отгибов и площадь отогнутых стержней в каждой плоскости должны быть не меньше требуемых по расчету. Угол наклона отгибов к оси балки при $h \leq 800$ мм принимается равным 45° . а при $h > 800$ мм - 60° ;

4. Следует стремиться к меньшему количеству разных диаметров рабочей арматуры, при этом разница должна быть не менее 4 мм;

5. Из продольных стержней балки не менее чем два стержня должны быть заведены на опору балки (при $b \geq 150$ мм);

6. Подбор количества и диаметра стержней должен быть осуществлен таким образом, чтобы разность расчетной площади сечения и фактической площади назначенных стержней была минимальная;

7. Расстояние между стержнями должно обеспечивать качественную укладку и уплотнение бетона и обеспечивать достаточное сцепление (рис. 2.29). По технологическим соображениям расстояние между осями стержней по вертикали принимается равным 50 мм;

8. В случаях, если в пролетных сечениях по расчету требуется поставить более двух продольных стержней, то два крайних стержня надлежит довести до опоры второстепенной балки, а остальные в целях экономии металла рекомендуется ставить меньшей длины, предусмотрев на опорах перевод (отгиб) стержней из нижней зоны в пролете в верхнюю зону. Требуемая на опорах по расчету на действие изгибающего момента продольная рабочая арматура должна быть получена за счет пролетной отогнутой арматуры и арматуры, принятой по величине отрицательного изгибающего момента в соседних пролетах и укладываемой на крайние свободные места с тем, чтобы они являлись одновременно и монтажными стержнями;

9. Стержни с отгибами рекомендуется располагать на расстоянии не менее $2\varnothing$ от боковых граней элемента, где \varnothing - диаметр отгибаемого стержня;

10. По длине верхней зоны балки по конструктивным требованиям устанавливаются два диаметра 12 мм, которые следует учитывать при определении общей фактической площади на опоре.

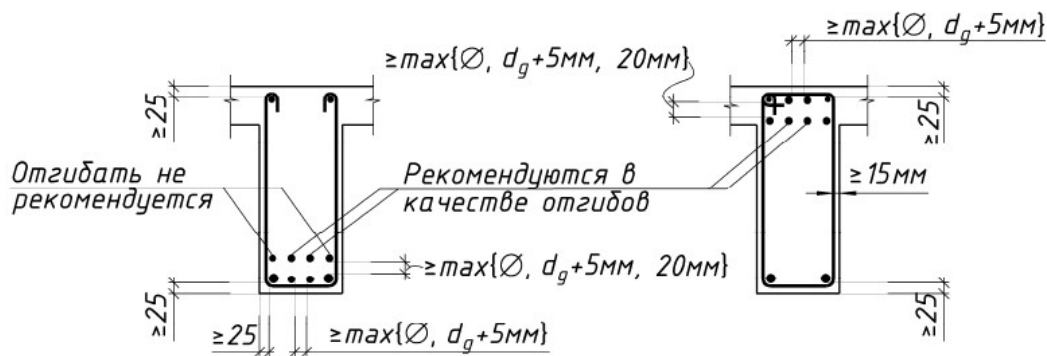


Рис. 2.29. Расположение продольной арматуры в поперечном сечении балки

Эпюра материалов. Назначение. Последовательность построения. Определение длины анкеровки обрываемых стержней.

Эпюра материалов – графическое изображение несущей способности конструкции по длине, то есть значение моментов, которые могут быть приняты конструкцией в любом сечении по длине.

Назначение эпюры материалов:

1. при помощи эпюры материалов определяют точки или сечения обрыва рабочих стержней по длине

1.1 определение точек теоретического обрыва (ТТО) - точка или сечения за которым стержень по расчету не требуется

1.2 определение точек фактического обрыва (ТФО) - точка или сечение обрыва стержня с учетом требований по анкеровке.

2. Определение точек или сечений начала отгиба стержней, т.е. точек перевода арматуры из пролета на опору (рис. 2.31, 2.32, 2.33)

Пункты 1 и 2 могут быть реализованы только графическим построением

3. Строится для определения ТЭП, т.е. чем ближе на всем протяжении конструкции эпюра материалов приближается к огибающей эпюре моментов, тем более экономичней и оптимальней запроектирована конструкция (рис. 2.33).

К началу построения эпюры балка должна быть полностью заармирована, т.е. определено расчетное и фактическое армирование. Результаты армирования во всех сечениях рекомендуется приводить в табличной форме.

Определение несущей способности M_{Rd} или точек ординат эпюры материалов определяется по структуре рис 2.30.

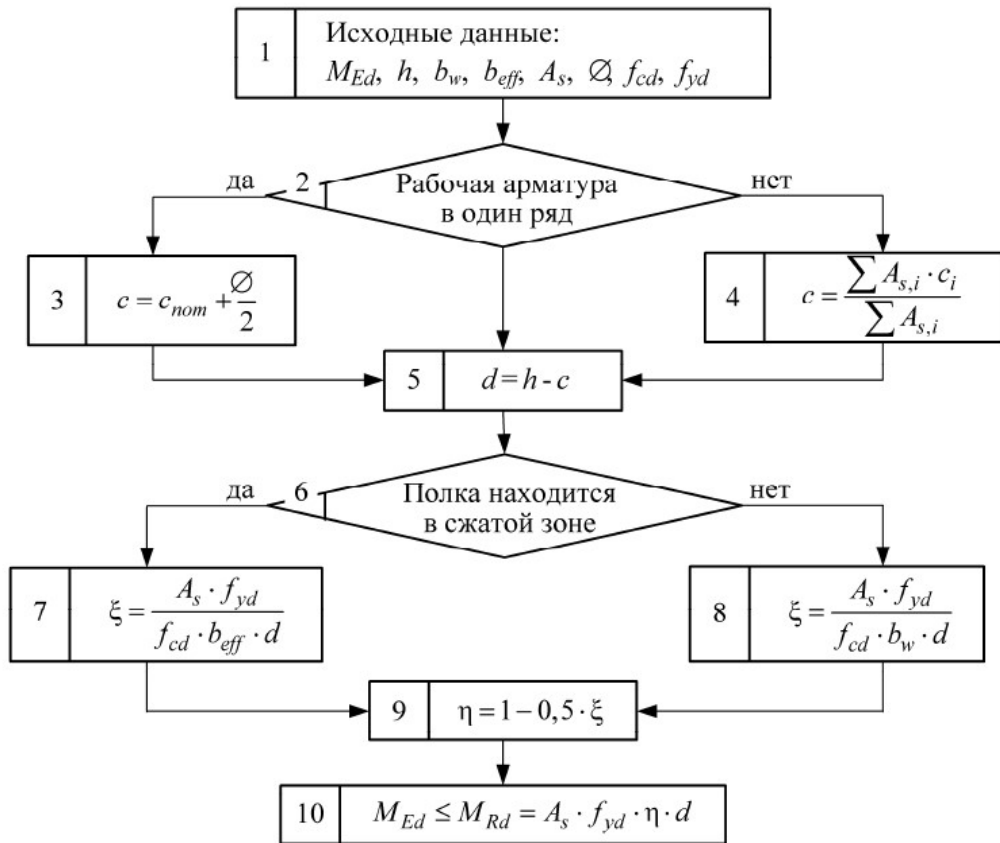


Рис. 2.30. Расчет ординат эпюры материалов

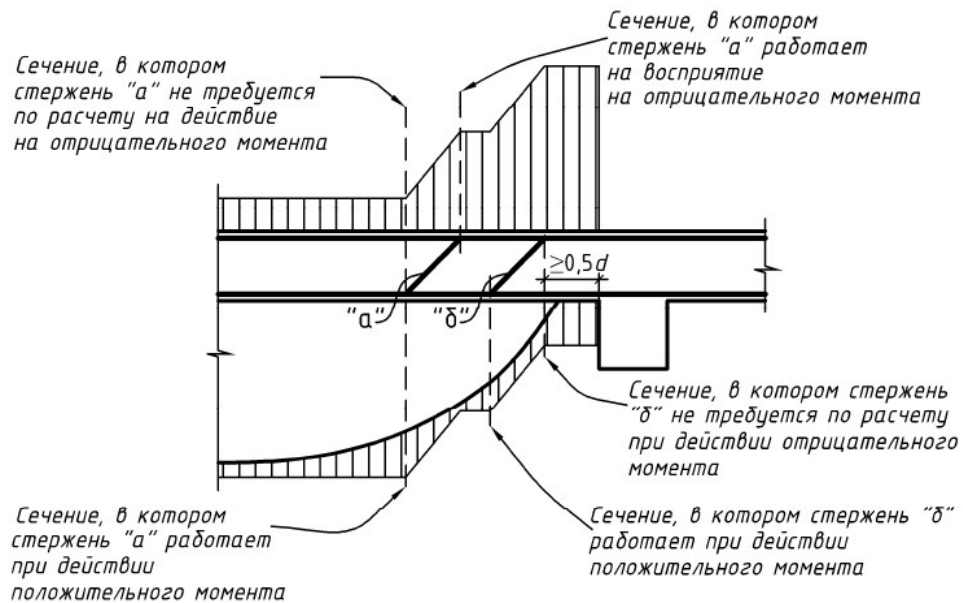


Рис. 2.31. Схема расположения отгибов

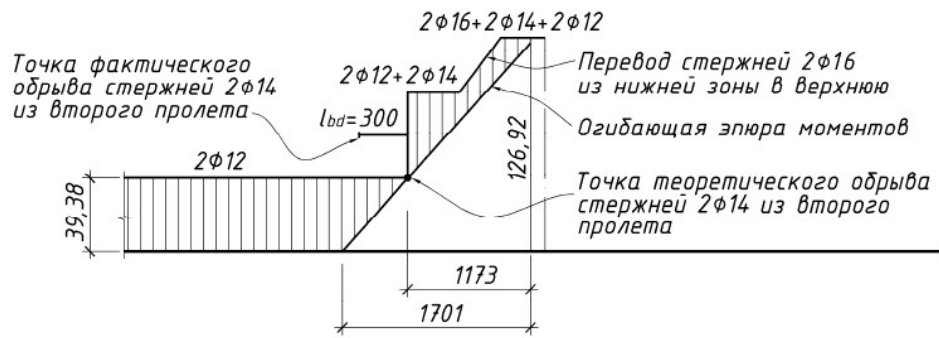


Рис. 2.32. Фрагмент эпюры материалов

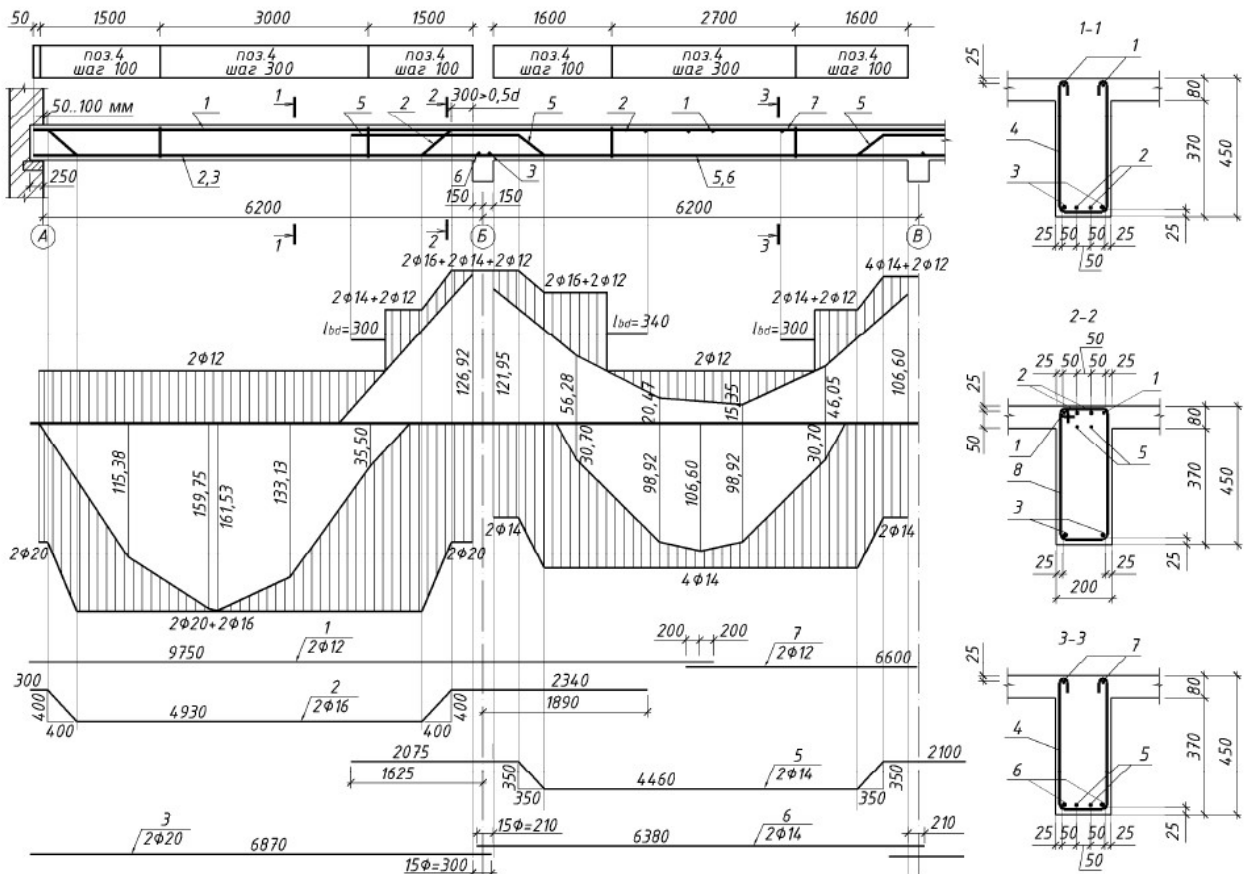


Рис. 2.33. Пример построения эпюры материалов второстепенной балки

Построение эпюры материалов по фактической несущей способности в пролете и на опорах выполняется в масштабе. При этом сначала проводятся горизонтальные линии, соответственно полученной несущей способности M_{Rd} в пролете и на опорах должна обязательно перекрывать огибающую эпюры материалов (см. рис. 2.33).

Определение длины анкеровки обрываемых стержней. Для обеспечения прочности сечения на действие изгибающего момента обрываемые стержни должны быть заведены за точку теоретического обрыва на длину анкеровки - обрываемые в пролетах стержни следует заводить за ТТО на расстояние не менее l_{bd} .

Расчет и конструирование главной балки монолитно ребристого перекрытия с балочными плитами

Главная балка многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании балки на стены (частичного защемления) и рамных пролетов (разница пролетов не более 10%) главную балку можно рассматривать как неразрезную равно пролётную. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями (метод предельного равновесия). На главную балку передаются сосредоточенные нагрузки от второстепенной балки, равные их опорным реакциям. При этом также учитывается собственный вес главной балки.

Балка рассчитывается как упругая система (трещины либо не допускаются, либо не учитываются в расчете). В этом случае возможно использование справочных таблиц, которые позволяют определять значения пролетных и опорных моментов (для двух - пяти и более пролетных, равнопролетных неразрезных балок в зависимости от воздействия возможных вариантов воздействия нагрузки). Второстепенные балки могут иметь трещины в растянутой зоне и на опоре, в сечении сопряжения с главной балкой. Поэтому при расчете на отрыв передача нагрузки от второстепенной балки происходит фактически через сжатую (нижнюю зону высоты балки). Эта местная нагрузка воспринимается специальными элементами (подвесками) и дополнительными сетками в зонах сопряжения главной и второстепенной балок.

Особенность подбора сечения главной балки монолитного перекрытия по изгибающему моменту заключается в том, что на действие положительного момента в пролете балка работает как тавровое сечение при этом ширина полки главной балки принимается равной $1/3$ ее пролета. На действие отрицательного момента на опоре главная балка рассчитывается как прямоугольное сечение шириной ребра равной ширине балки. Подбор сечения арматуры выполняют на опоре и в пролетах по минимальному и максимальному моменту при этом на опоре расчетным является момент у грани колонны.

Особенности конструирования главной балки. При назначении величины защитного слоя бетона главной балки при конструировании следует учитывать, что в местах сопряжения главной и второстепенной балки над колонной пересекается арматура сразу 4 элементов. Арматурные изделия элементов перекрытия проходят сквозь каркас колонны. Поэтому главную

балку чаще всего армируют двумя или тремя плоскими каркасами, которые затем объединяются пространственно, при этом два крайних каркаса доводят до грани колонны, третьи доводят в соответствии с эпюрой материалов (рис. 2.34). В сопряжении главной балки с колонной для восприятия отрицательного момента армируют дополнительно каркасами, заводимыми насквозь арматурного каркаса колонны. Места обрыва каркасов и отдельных стержней устанавливают на эпюре арматуры.

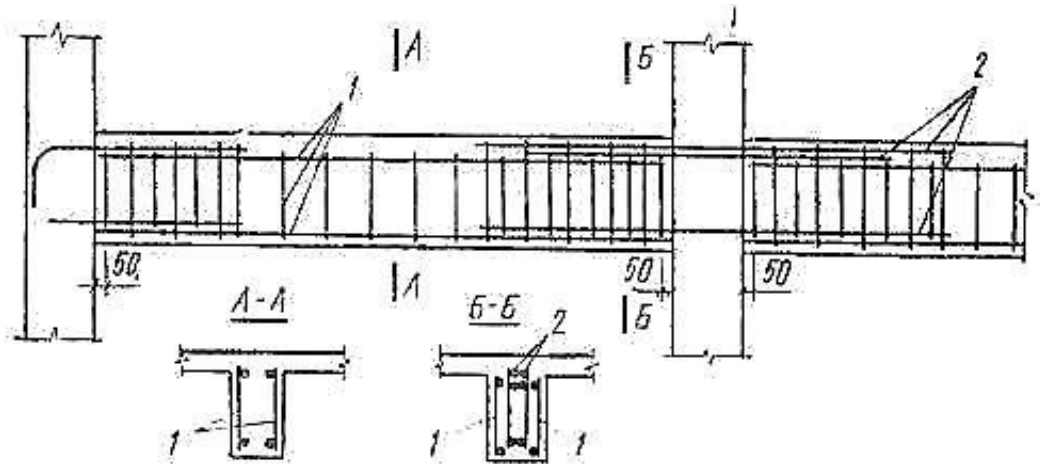


Рис. 2. 34. Армирование главной балки
1- пролетный каркас; 2 – опорный каркас

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий

При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром (рис. 2.35).

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot z_b$$

В предельном равновесии — непосредственно перед разрушением— изгибающие моменты балки можно найти статическим или кинетическим способом.

Статический способ. Запишем значение пролетного момента:

$$M_l = M_0 - M_A \cdot \frac{b}{l} - M_B \cdot \frac{a}{l}$$

Отсюда уравнение равновесия

$$M_l + M_A \cdot \frac{b}{l} + M_B \cdot \frac{a}{l} = M_0$$

где $M_0 = F \cdot a \cdot b / l$ — момент статически определимой свободно лежащей балки.

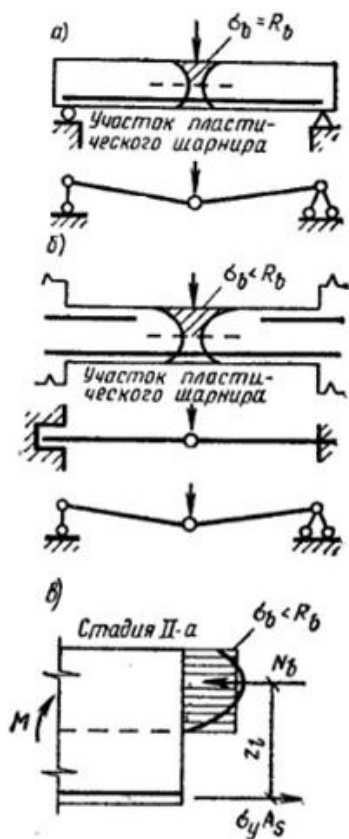


Рис. 2.35. Схема образования пластического шарнира в железобетонных конструкциях

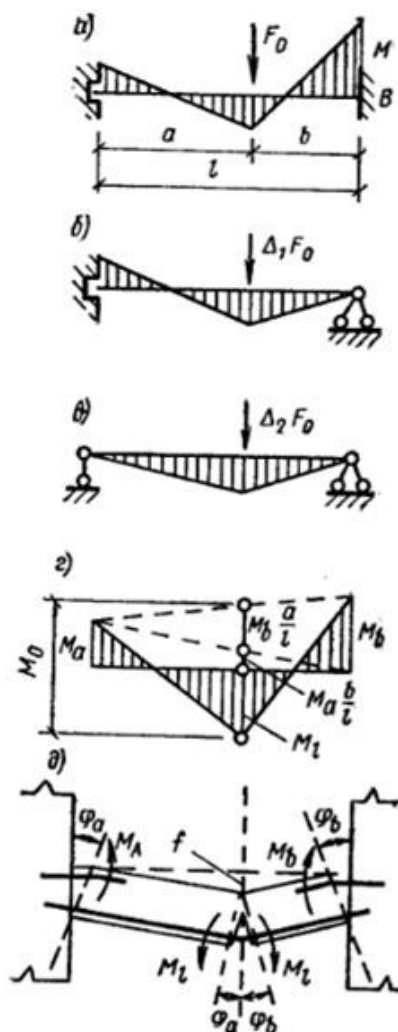


Рис.2.36. Эпюры перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке

Из этого уравнения следует, что сумма пролетного момента в сечении и долей опорных моментов, соответствующих этому сечению, равна моменту простой балки M_0 . Кроме того, из уравнения вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров.

Последовательность эта может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия. Однако изменение соотношения моментов в сечениях меняет значение нагрузки, вызывающей

образование первого и последнего пластических шарниров, а также меняет ширину раскрытия трещин в первом пластическом шарнире.

Кинематический способ. Балка в предельном равновесии рассматривается как система жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами (рис. 2.36). Если прогиб балки под силой F равен f , то углы поворота звеньев

$$\varphi_A = \operatorname{tg} \varphi_A = \frac{f}{a}; \quad \varphi_B = \operatorname{tg} \varphi_B = \frac{f}{b}$$

$$A_F = F \cdot f.$$

Виртуальная работа внутренних усилий — изгибающих моментов в пластических шарнирах

$$A_M = \sum \varphi \cdot M = (\varphi_A + \varphi_B)M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B$$

а с учетом полученных выше значений

$$A_M = f \left(\frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right)$$

Уравнение виртуальных работ:

$$A_F = A_M$$

или

$$Ff = f \left(\frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right)$$

Откуда расчетная предельная сила:

$$F = \left(\frac{M_l \cdot l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \right)$$

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выравненным моментам позволяет облегчить армирование сечений» что особенно важно для монтажных стыков на опорах сборных конструкций; позволяет стандартизировать и осуществить в необходимых случаях одинаковое армирование сварными сетками и каркасами там, где при расчете по упругой схеме возникают различные по значению изгибающие моменты. При временных нагрузках расчет по выравненным моментам по сравнению с расчетом по упругой схеме может давать 20—30% экономии стали в арматуре.

Величина перераспределенного момента не оговаривается, но должен производиться расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выравненного момента с тем, чтобы он не слишком

резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70 %.

Чтобы обеспечить условия, отвечающие предпосылке метода предельного равновесия, следует соблюдать конструктивные требования:

1) конструкция должна быть запроектирована так чтобы причиной ее разрушения не могли быть срез сжатой зоны или раздавливания бетона от главных сжимающих напряжений;

2) армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так чтобы относительная высота сжатой зоны $\xi \leq 0,35$;

3) следует применять арматурные стали с площадкой текучести или сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки.

Тема 2.4 Монолитные балочные перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Конструктивные схемы перекрытий

В состав конструктивной схемы таких перекрытий входят плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, а также поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны между собой. Размер сторон плиты в каждом направлении достигает 4—6 м; практически возможное отношение сторон 1...1,5. Балки назначают одинаковой высоты и располагают по осям колонн в двух направлениях (рис. 2.37а). Перекрытия без промежуточных колонн и с малыми размерами плит (менее 2 м) называют кессонными (рис. 2.37б). Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и значения нагрузки может составлять 5—14 см, но не менее $\frac{1}{50}l_1$.

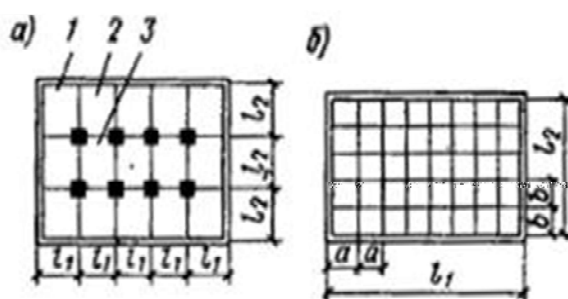


Рис. 2.37. Конструктивные планы ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

1 – 3 соответственно угловая первая и средняя панели

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн.

Опыты показали, что предельная разрушающая нагрузка при прямоугольном и диагональном расположении арматуры одинакова (рис. 2.38, а, б). Однако прямоугольные сетки проще в изготовлении, поэтому их применяют для армирования плит.

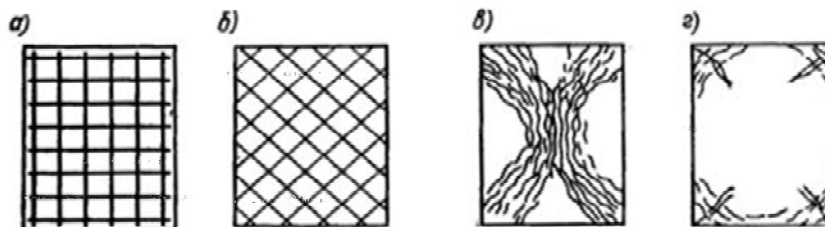


Рис. 2.38. Схемы армирования и характер разрушения при испытании плит, опертых по контуру

На нижней поверхности плиты трещины направлены по биссектрисам углов, на верхней поверхности при заделке плиты по контуру трещины идут параллельно сторонам и имеют закругления в углах, перпендикулярные диагоналям.

Установить характер разрушения железобетонных плит, опертых по контуру, важно для расчета их несущей способности и конструирования арматуры.

Расчет плит, опертых по контуру

Полка плиты в общем случае испытывает действие 6 моментов: 2 пролетных и 4 опорных. Поэтому решение задачи сводится к определению этих 6 моментов и соответствующих им площадей арматур.

Существуют 3 метода расчета:

1. Точный.
2. Кинематический способ по методу предельного равновесия.
3. Упрощенный способ их условия работы конструкции с использованием справочных таблиц.

Точный метод:

Весьма сложная задача, решая при использовании теории упругости. Сложность расчета заключается именно в определении этих изгибающих моментов.

Кинематический метод:

При статическом плиты работающей в двух направлениях рационально выполнять расчет кинематическим способом. В этом случае плита в продольных направлениях рассматривается как система плоских звеньев, соединённых друг с другом по линии излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах. Панель плиты испытывает 6 моментов. В предельном равновесии плита под нагрузкой провисает, и ее плоская поверхность превращается в поверхность пирамиды, гранями служат треугольные и трапециевидные звенья. Высотой пирамиды будет максимальный прогиб, при углу поворота звеньев φ (рис. 2.39).

Внешняя нагрузка в связи с провисанием плиты перемещается и совершает внешнюю работу равную произведению интенсивности нагрузки q на объем фигуры перемещения. При этом работа внутренних сил определяется работой изгибающих моментов при соответствующих углах поворота.

Из условия равенства внутренних и внешних сил можно вывести уравнения для определения действующих моментов. При чем в правую входят расчетные моменты на единицу ширины плиты. Если одна из нижних сеток плиты не доходит до опоры на одну четверть длины площадь нижней рабо-

чей арматуры, пересеченной линейным пластическим шарниром в краевой полосе будет вдвое меньше и в связи этим окончательная формула принимает вид:

$$Ag = A_M$$

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

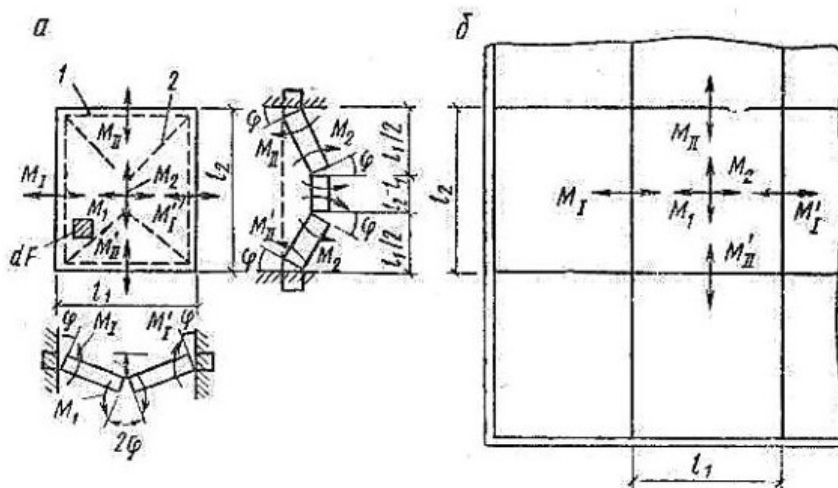


Рис. 2.39. К расчету плит, опертых по контуру по методу предельного равновесия

При кинематическом способе пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами согласно таблицам и справочникам задачу сводят к одному неизвестному.

Таблица 2.3. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	M_2/M_1	M_I/M_1 и M_I'/M_1	M_{II}/M_1 и M_{II}'/M_1
1-1,5	0,2-1	1,3-2,5	1,3-2,5
1,5-2	0,15-0,5	1-2	0,2-0,75

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то соответствующие опорные моменты принимают равными нулю.

В плитах окаймлёнными по всему контуру монолитно связаны с ними балками в предельном равновесии возникают распоры повышающие их несущую способность, поэтому при подборе арматуры сечения плиты изгибающие моменты, определяемые расчетом, допускается уменьшать момент:

1. В сечении средних пролетов и у средних опор на 20%.
2. В сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор
 - 2.1 При соотношении сторон l_1/l_2 меньше чем 1,5 допускается уменьшать на 20%.

2.2 При соотношении сторон от 1,5 до 2 на 10%.

Упрощенный метод расчета:

Этот метод определения моментов применяют только при упругих расчетах.

Последовательность расчета упрощенным методом

1. Определение полной нагрузки

$$P = (g + q) \cdot l_1 l_2.$$

2. Вычисление максимальных моментов на условно вырезанную полосу шириной 1 м по следующим эмпирическим формулам:

- для пролетных моментов M_I и M_{II}

$$M_I = \alpha_{1i} \cdot P$$

$$M_{II} = \alpha_{2i} \cdot P$$

- для опорных моментов

$$M_I = \beta_{1i} \cdot P$$

$$M_{II} = \beta_{2i} \cdot P$$

α и β - табличные коэффициенты, соответствующие случаю опирания плиты, где индекс i это номер схемы опирания плиты в справочных таблицах.

Много пролётные неразрезные плиты при равномерно распределенной нагрузке по всей панели, допускается расчленять на отдельные плиты и расчет вести по справочным таблицам. Исходя из этого допущения каждый пролет рассчитывают по соответствующему случаю опирания плиты.

Конструирование плит, опертых по контуру

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, количество стержней в пропорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку не доводят до опоры на расстояние:

$l/4$ - в плитах, неразрезных и закрепленных на опоре,

$l/4$ - в плитах, свободно опертых, где l меньшая сторона опорного кон-

тура.

Сетки укладывают в пролете в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении. Монтажные стержни сеток не стыкуются.

Надпорная арматура неразрезных многопролетных плит, опертых по контуру, при плоских сетках в пролете конструируется аналогично надпорной арматуре балочных плит. Армирование может осуществляться также с

применением типовых рулонных сеток с продольной рабочей арматурой, раскатываемых во взаимно перпендикулярном направлении (рис. 2.40).

В первом пролете многопролетных плит изгибающий момент больше, чем в средних, поэтому поверх основных сеток укладывают дополнительные рулонные сетки или дополнительные плоские сетки.

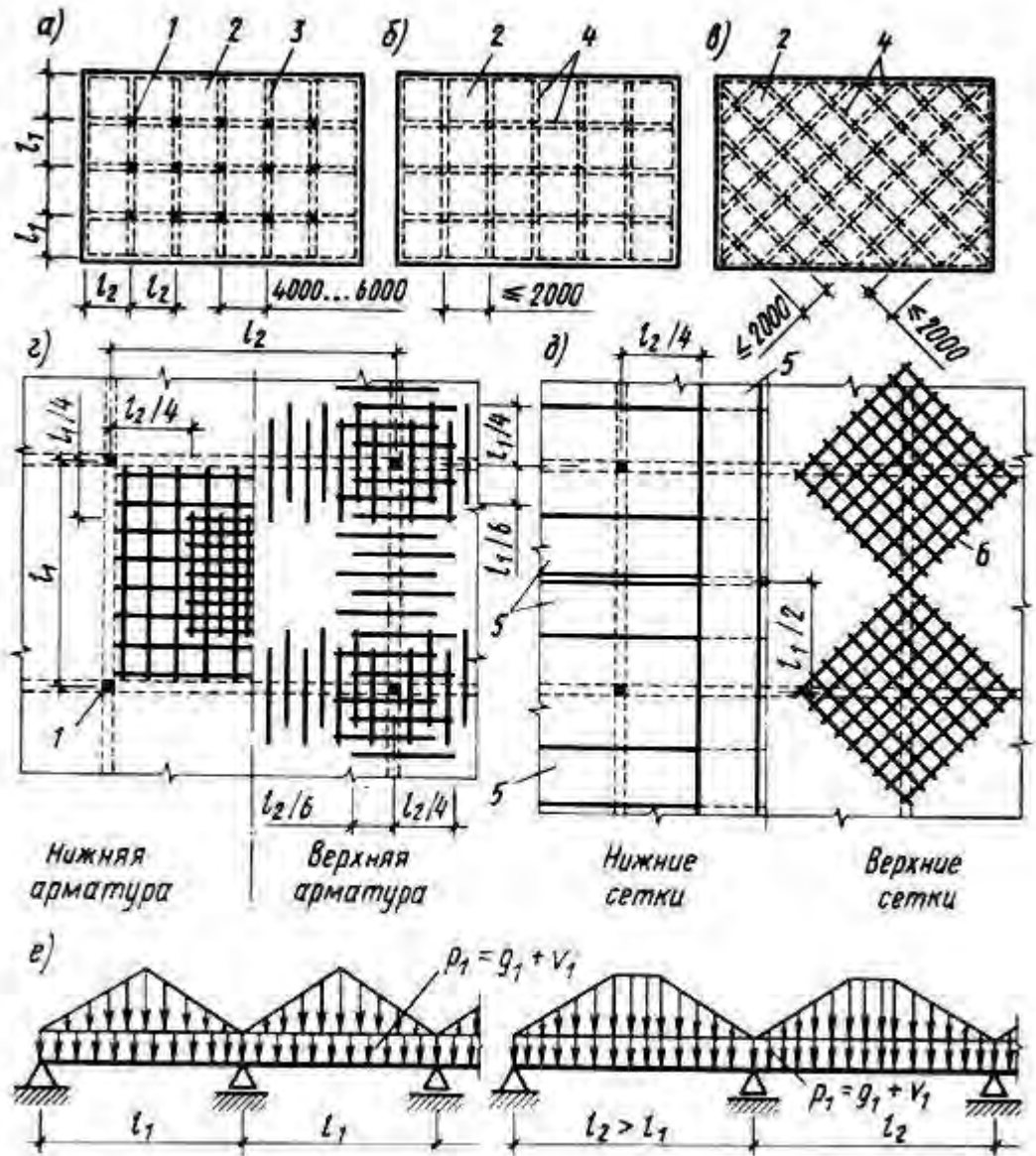


Рис. 2.40. Конструктивное решение ребристых перекрытий с плитами опертыми по контуру (а, б, в), армирование плит плоскими (г) и рулонными (д) сетками, а также схемы нагружения балок (е)
 1 – колонна; 2 – плита; 3 – балка; 4 – ребра; 5 – пролетная рулонная сетка; 6 – над-опорная сетка углов плиты

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно-связанными с ним балками, в предельном равновесии возникают распоры, повышающие их несущую способность. Поэтому при подборе сечений арматуры плит из-

гибающие моменты, определенные расчетом, следует уменьшить на 10...20%.

Сечение арматуры плит подбирают как для прямоугольных сечений. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

Расчет и конструирование балок ребристых монолитных перекрытий с плитами, опертыми по контуру

Особенность расчета заключается в определении нагрузок на балке. Нагрузка от плиты, опертой по контуру распределяется на балке по фигурам, определяемым биссектрисами углов контура плиты. По грузовым площадям в виде треугольников или трапеций (рис. 2.41).

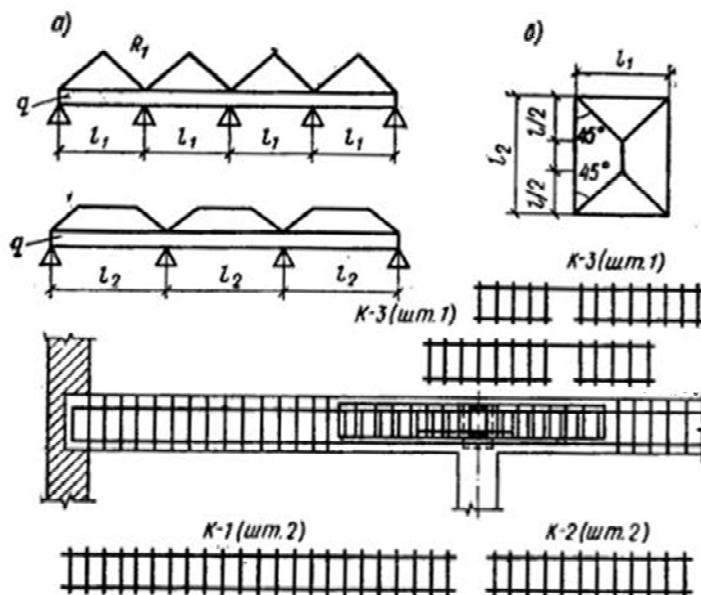


Рис.2.41. Расчетные схемы и армирование балок ребристых перекрытий с плитами опертыми по контуру

Для определения этой нагрузки проводят биссектрисы углов панели до их пересечения. Произведение нагрузки $g + v$ (на 1 м^2) на соответствующую грузовую площадь даст полную нагрузку на пролет балки, загруженной с двух сторон панелями:

Для балки пролетом l_1 :

$$R_1 = \frac{(g + v)l_1^2}{2}$$

Для балки пролетом l_2 :

$$R_2 = \frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2}$$

Кроме того, следует учесть равномерно распределенную нагрузку от собственного веса балки и части перекрытия с временной нагрузкой на ней, определяемой по грузовой полосе, равной ширине балки.

Расчетные пролеты балок принимают равными расстоянию в свету между колоннами или расстоянию от оси опоры на стене (при свободном опирании) до грани первой колонны. Для упрощения принимают расчетный пролет балки равным пролету плиты в свету между ребрами (с некоторой погрешностью в сторону увеличения расчетного пролета балки).

С учетом перераспределения по упругому расчету окончательные изгибающие моменты составят:

1. В первом пролете и на первой опоре

$$7. M_1 = 0.7 * M_{01} + \frac{ql_1^2}{11}$$

2. В средних пролетах и на средних промежуточных опорах

$$8. M_2 = 0.5 * M_{02} + \frac{ql_2^2}{16}$$

В случае равных или отличающихся по длине пролетов балки не более чем на 10% моменты таких балок можно найти из справочных таблиц заменяя для упрощения треугольную или трапециевидальную нагрузку на равномерно распределенную.

Порядок подбора сечения и принцип армирования балки такие же, как главной балки ребристого перекрытия с балочными плитами. На опорах балки армируют седловидными каркасами, что позволяет осуществить независимое армирование в пересечениях на колоннах.

Тема 2.5 Сборно-монолитные балочные, монолитные, сборные и сборно-монолитные безбалочные перекрытия

Сущность сборно-монолитной конструкции

Классификация сборно-монолитных перекрытий:

1. Балочное сборно-монолитное перекрытие
2. Безбалочное сборно-монолитное перекрытие
 - 2.1 Капитальное
 - 2.2 Безкапитальное

Сборно-монолитная конструкция перекрытия состоит из сборных элементов и монолитных частей бетонируемых непосредственно на площадке. Затвердевший бетон этих монолитных участков связывает конструкцию в единую совместно работающую систему.

Сборные элементы перекрытия служат остовом для монолитного бетона и в них размещена основная, чаще всего напрягаемая арматура. Дополнительную арматуру при монтаже можно укладывать на остов из сборных элементов. Сборные элементы изготовляют из бетона относительно высоких классов, бетон же монолитных участков может быть класса С12/15.

Работа сборно-монолитной конструкции характеризуется тем, что деформации монолитного бетона следуют за деформациями бетона сборных элементов, и трещины в монолитном бетоне не могут развиваться до тех пор, пока они не появятся в предварительно напряженном бетоне сборных элементов. Опыты показали, что совместная работа сборных предварительно напряженных элементов и монолитных частей возможна и при бетонах на пористых заполнителях.

Следует учитывать, что применение сборно-монолитной конструкции требует организации на площадке двух процессов производства работ с различной технологией и применением различных механизмов: монтаж сборных элементов и бетонирование монолитных участков. Поэтому их применение требует соответствующего обоснования.

Конструкции сборно-монолитных перекрытий

При пролетах до 9м возможны перекрытия с предварительно напряженными элементами, которые имеют вид железобетонной доски и служат остовом растянутой зоны балки, снабженной арматурой (рис. 2.42). На эти элементы устанавливают корытной формы армированные элементы, а по ним, как по опалубной форме, укладывают монолитный бетон (рис. 2.43). В неразрезных перекрытиях над опорами устанавливают дополнительную арматуру.



Рис. 2.42. Сборно-монолитные перекрытия
 1 – монолитный бетон; 2 – предварительно напряженная железобетонная доска; 3 – сборный элемент

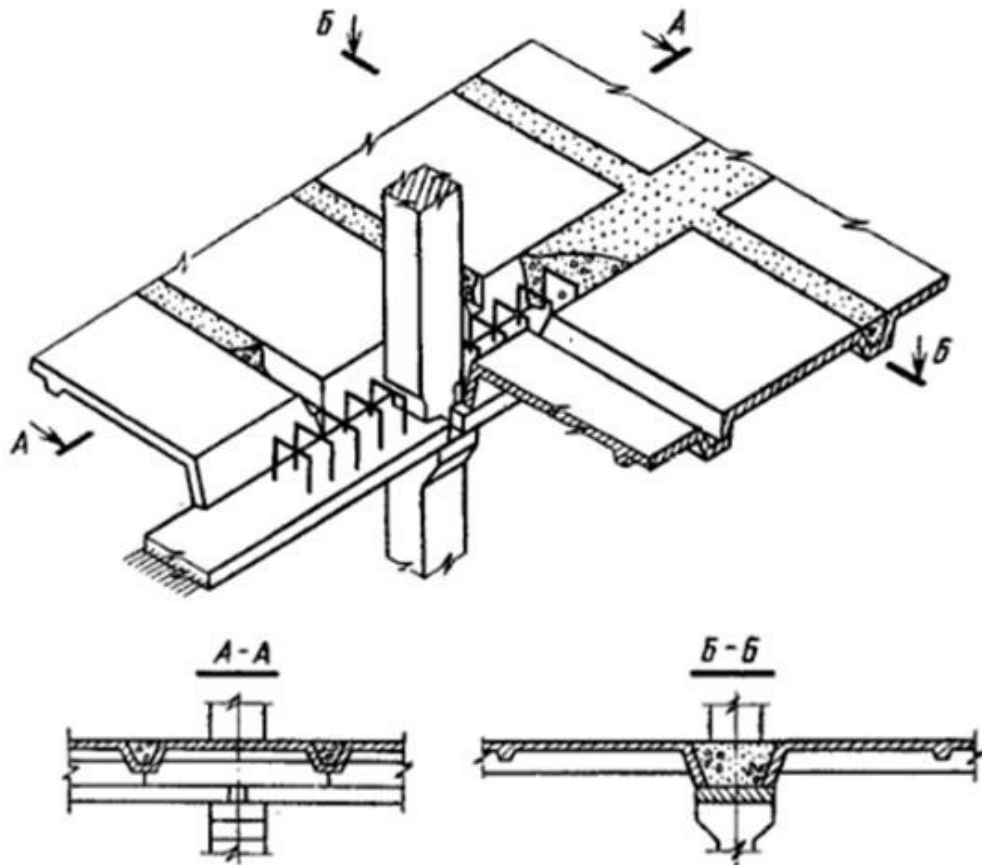


Рис. 2.43. Ребристые сборно-монолитные перекрытия с остовом из железобетонных панелей

Сборно-монолитные ребристые перекрытия рассчитывают с учетом перераспределения моментов, что дает возможность уменьшить количество опорной арматуры, укладываемой на монтаже. Возможность выравнивания моментов для неразрезных сборно-монолитных элементов проверена специальными опытами.

Сборное перекрытие рассчитывают как неразрезные конструкции с учетом перераспределения моментов на двух стадиях:

1. В процессе возведения на монтажные нагрузки с учетом фактической прочности монолитного бетона

2. В стадии эксплуатации

Безбалочные сборные перекрытия

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн (рис. 11.1). Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов панелей и создать опору для панелей. Сетка колонн обычно квадратная размером $b \times b_m$.

Преимущество безбалочных панельных перекрытий в сравнении с балочными — в лучшем использовании объема помещений из-за отсутствия выступающих ребер, облегчении устройства различных производственных проводок и коммуникаций. Благодаря меньшей конструктивной высоте безбалочного перекрытия уменьшается общая высота многоэтажного здания и сокращается расход стеновых материалов.

Конструкция сборного безбалочного перекрытия состоит из трех основных элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях создания неразрезности надколонные панели закрепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные панели, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных деталей панели в сопряжениях замоноличивают.

Безбалочное сборное перекрытие работает подобно ребристому перекрытию с плитами, опертыми по контуру, в котором надколонные панели выполняют роль широких балок. Панели перекрытий выполняют ребристыми или пустотными (рис. 2.44, 2.45), а капители — полыми или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Расчетный пролет надколонных панелей принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опорных давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

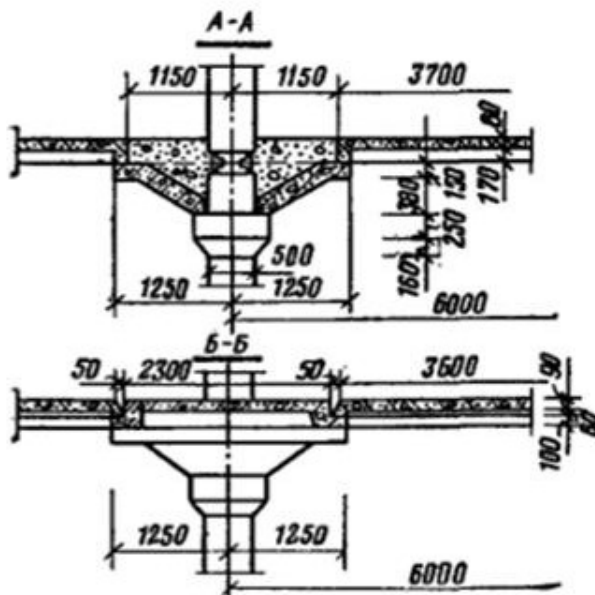
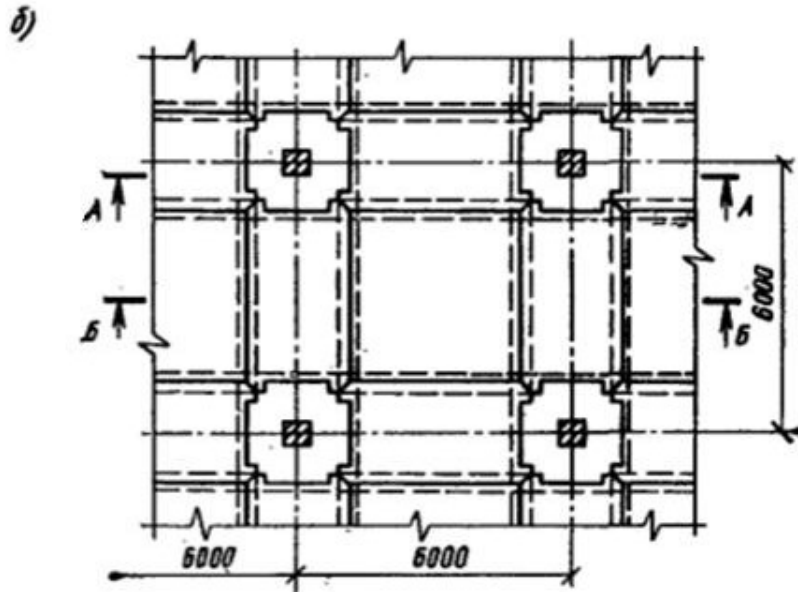
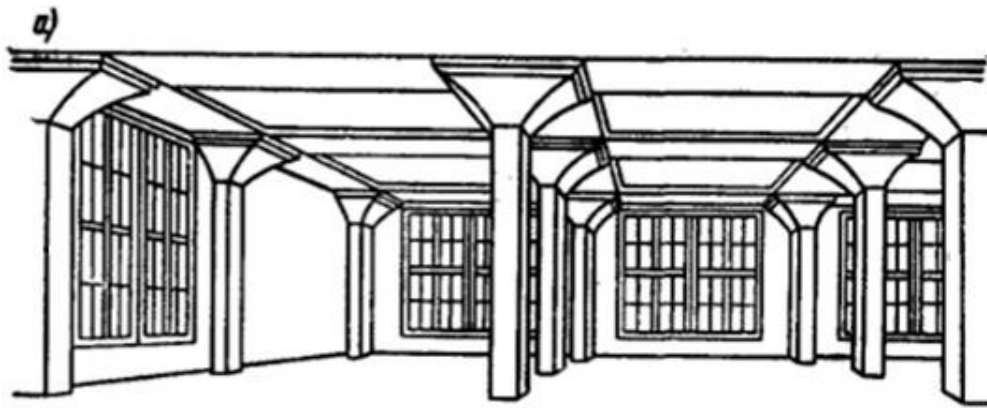


Рис. 2.44. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с ребристыми панелями
 а – общий вид; б – конструктивный план и разрезы

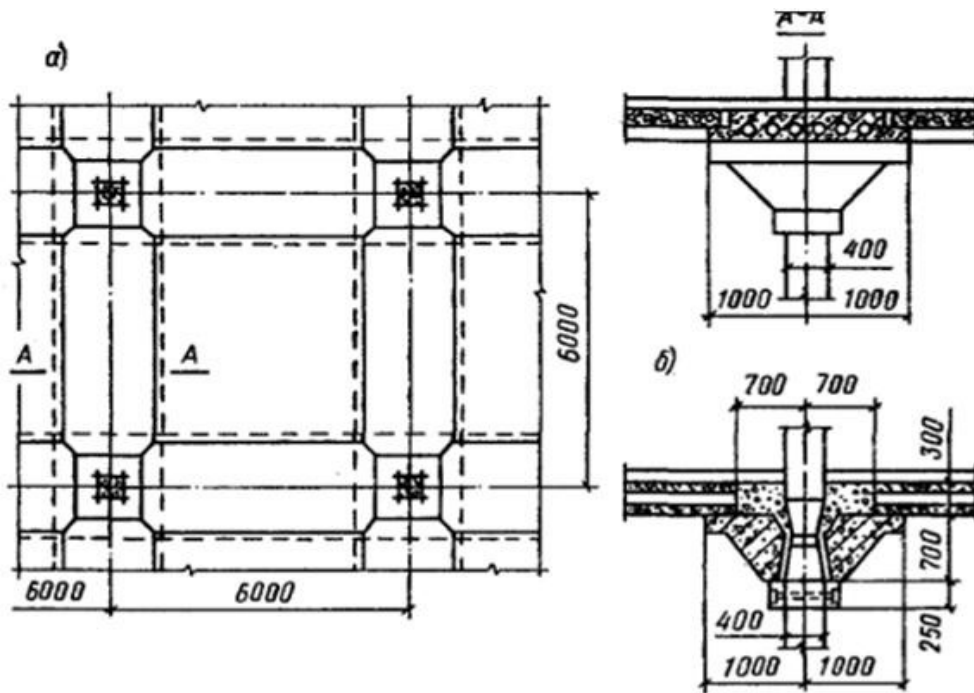


Рис. 2.45. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с пустотными панелями
 а – конструктивный план и разрез; б – детали капители

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы N от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента M от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

Безбалочные монолитные перекрытия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями (рис. 2.46). Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы:

- а) создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной;
- б) обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители;
- в) уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большего пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением $l_2/l_1 < 1,5$. Рациональная квадратная сетка колонн 6×6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн (рис. 2.46).

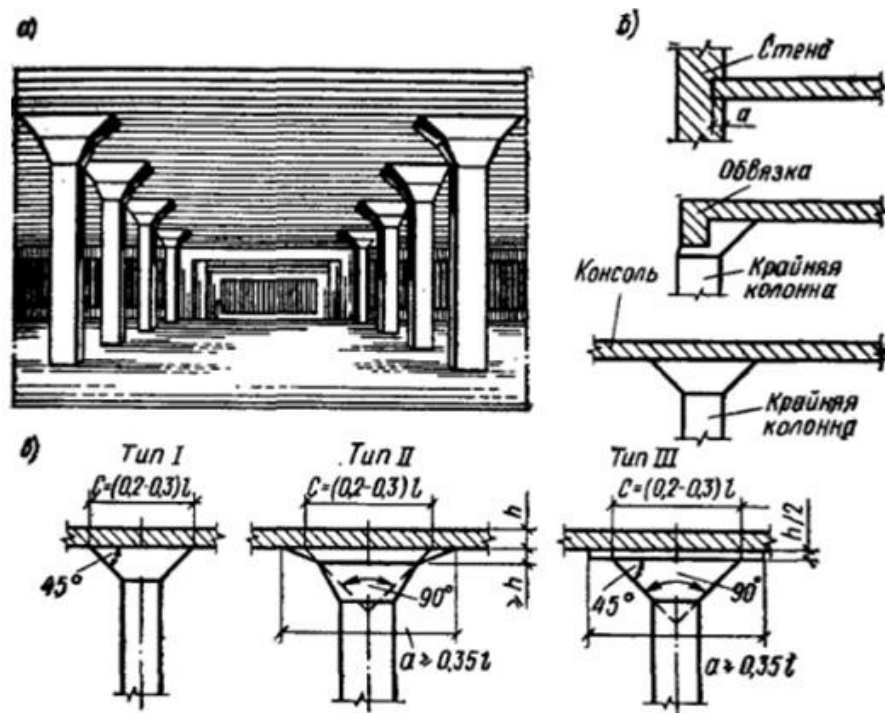


Рис. 2.46. Конструкция безбалочного монолитного перекрытия
а – общий вид; б – деталь опирания плиты по наружному контуру здания; в –
то же в капители колонн

Для опирания безбалочной плиты на колонны в производственных зданиях применяют капители трех типов: тип I — при легких нагрузках; типа II и III — при тяжелых нагрузках. Во всех трех типах капителей размер между пересечениями направлений скосов с нижней поверхностью плиты принят исходя из распределения опорного давления в бетоне под углом 45° . Этот размер принимают $c = (0.2 \dots 0.3)l$. Размеры и очертание капителей должны быть подобраны так, чтобы исключить продавливание безбалочной плиты по периметру капители (рис. 2.47).

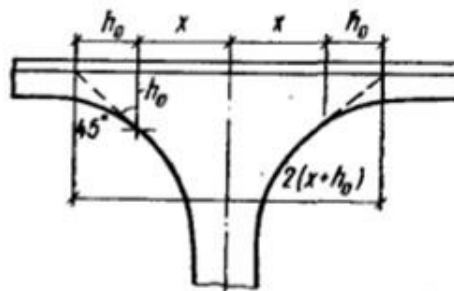


Рис. 2.47. К определению размеров капители

Толщину монолитной безбалочной плиты находят из условия достаточной ее жесткости $h = \frac{1}{32} \dots \frac{1}{35} l_2$, где l_2 — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн); для безбалочной плиты из бетона на пористых заполнителях $h = \frac{1}{27} \dots \frac{1}{30} l_2$.

Основные положения по расчету и конструированию безбалочного монолитного перекрытия

В общем случае состоит из:

1. Расчет плиты на полосовую или сплошную нагрузку с учетом распора.
2. Расчет капители колонны.

Методы расчета:

1. Точный метод расчета.
2. Метод предельного равновесия.
3. Упрощенный метод при помощи графиков и таблиц.

Был разработан Гвоздевым и Мурашевым на основе анализа большого количества испытаний, проведённых в России и США. Таблицы и графики приведены в справочной литературе. Этот метод может быть использован при равных и неравных пролетах.

Метод предельного равновесия наиболее предпочтителен и наиболее часто используется в практике проектирования. Расчет такого перекрытия был разработан в 1940 году инженерами Щепотьевым и Булгаковым под руководством Гвоздьева. При данной методике расчета плиту монолитного безбалочного перекрытия рассматривают как систему звеньев соединёнными между собой линейными пластическими шарнирами. Экспериментально установлено что для плит такого перекрытия наиболее опасными переменными нагрузками являются:

1. Полосовая нагрузка через весь пролет.
2. По площади плиты между колоннами.

Расчетные формулы несущей способности безбалочной монолитной плиты на вышеуказанные варианты плиты в предельном равновесии получены из кинематического метода расчета. Толщину плиты проверяют из условия недопущения продавливания ее капителью и сосредоточенным грузом на небольшой площади. При расчете предварительно назначают толщину плиты в пределах $1/32 \dots 1/35$ пролета. Расчет капители также выполняют по методу предельного равновесия в сечениях в направлении скоса. МБП может армироваться рулонными или плоскими сварными сетками в соответствии с эпюрами изгибающих моментов.

Монолитная безбалочная плита армируется рулонными или плоскими сварными сетками. Пролетные моменты воспринимаются сетками, уложенными внизу, а опорные моменты — сетками, уложенными сверху.

Применяемые для армирования безбалочной плиты узкие сетки с продольной рабочей арматурой на участках, где растягивающие усилия возникают в двух направлениях, укладывают в два слоя по двум взаимно перпендикулярным направлениям (рис. 2.49). Вблизи колонн верхние сетки

раздвигают либо в сетках устраивают отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру.

Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, главным образом для восприятия усадочных и температурных усилий (рис. 2.48).

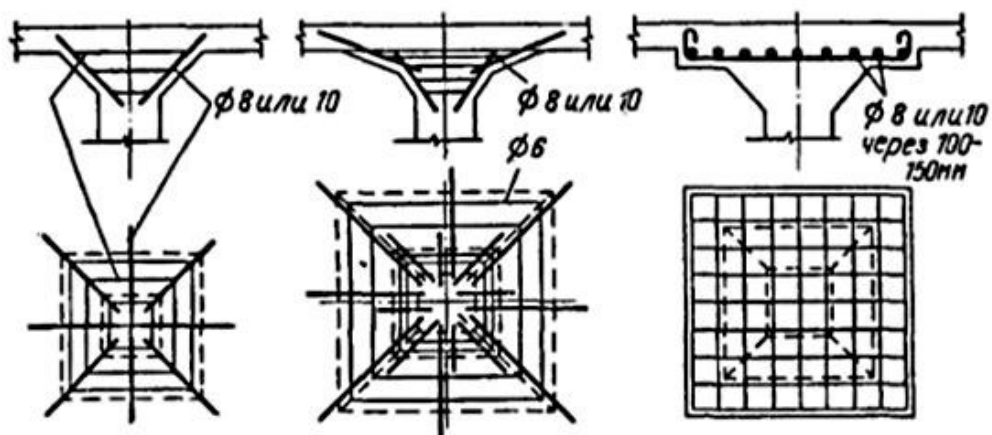


Рис. 2.48 Армирование капителей колонн

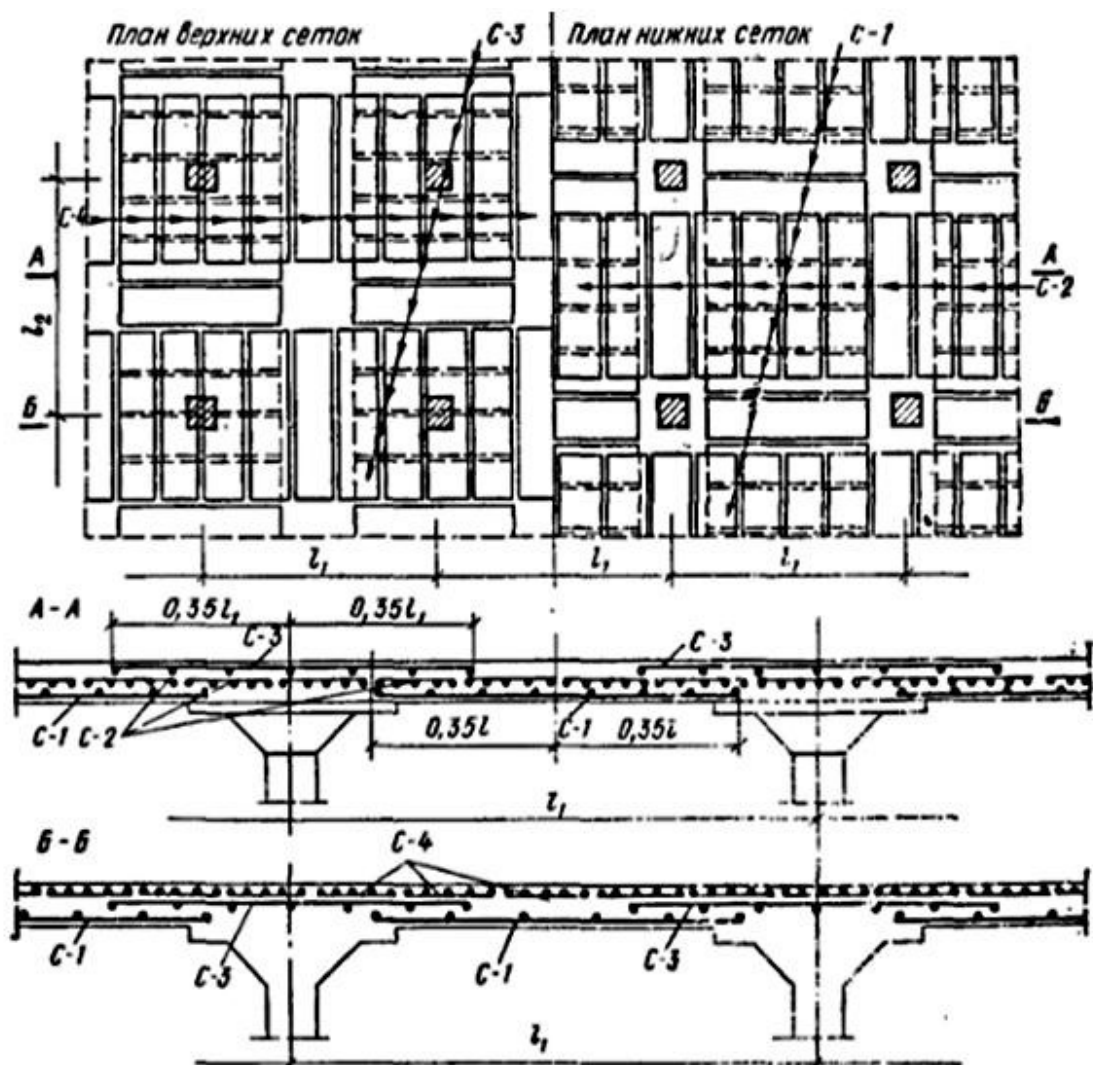


Рис. 2.49. Армирование безбалочного перекрытия узкими сетками

Безбалочные сборно-монолитные перекрытия

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовом для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели (рис. 2.50).

Одно из возможных решений в том, что капители на монтаже временно крепят к колоннам съёмными хомутами. Связь между колонной и капителью создается после замоноличивания перекрытия и образования бетонных шпонок на поверхности колонны.

На капителях колонн в двух взаимно перпендикулярных направлениях уложены надколонные плиты толщиной 5—6 см; в центре — пролетная плита такой же толщины, опёртая по контуру. Сборные плиты предварительно напряжённые, армированные высокопрочной арматурой.

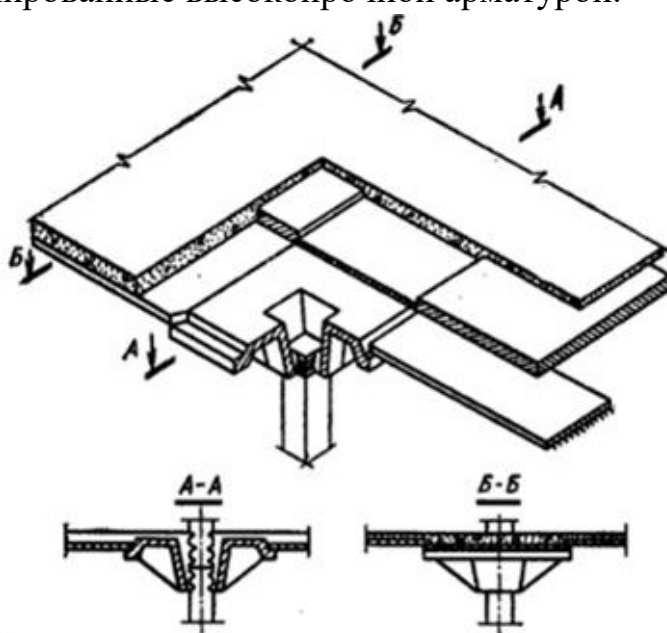


Рис. 2.50. Конструкция безбалочного сборно-монолитного перекрытия

Сборный остов перекрытия замоноличен слоями бетона толщиной 4—5 см по пролетной плите и 9—10 см по надколонным плитам. В целях создания неразрезности в местах действия опорных моментов уложена верхняя арматура в виде сварных сеток. В этом перекрытии объем монолитного бетона составляет около 50% общего бетона перекрытия.

Общий расход бетона и арматуры сборно-монолитных или монолитных безбалочных перекрытий превышает соответствующий расход для сборных безбалочных перекрытий, выполненных из ребристых или пустотных панелей.

Тема 2.6 Сборные балочные перекрытия

Компоновка конструктивной схемы перекрытия

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками (рис. 2.51,а). Ригели опираются на колонны и стены; направление ригелей может быть продольное (вдоль здания) или поперечное (рис. 2.51,б). Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

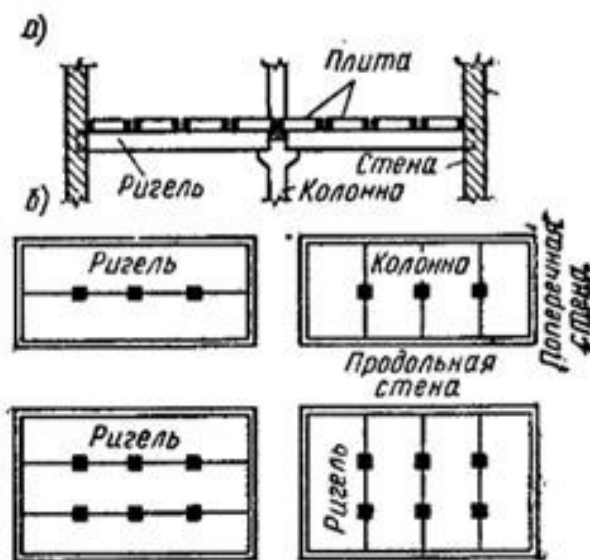


Рис. 2.51. Конструктивные схемы балочных перекрытий

В поперечном направлении перекрытие может иметь два-три пролета (для гражданских зданий) и пять-шесть пролетов для промышленных зданий. Размеры пролета ригелей промышленных зданий определяются общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования и могут составлять 6; 9 и 12 м при продольном шаге колонн 6 м. Размеры пролета ригелей гражданских зданий зависят от сетки опор, которая может быть в пределах 3,0 - 6,6 м с градацией через 0,6 м.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе направления ригелей, установлении размеров пролета и шага ригелей, типа и размеров плит перекрытий; при этом учитывают:

- 1) величину временной нагрузки, назначение здания, архитектурно-планировочное решение;
- 2) общую компоновку конструкции всего здания. В зданиях, где пространственная жесткость в поперечном направлении создается рамами с жесткими узлами, ригели располагают в поперечном направлении, а панели - в продольном. В жилых и общественных зданиях ригели могут иметь продольное направление, а плиты — поперечное. В каждом случае выбирается соответствующая сетка колонн;

3) технико-экономические показатели конструкции перекрытия. Расход железобетона на перекрытие должен быть минимальным, а масса элементов и их габариты должны быть возможно более крупными в зависимости от грузоподъемности монтажных кранов.

Проектирование плит перекрытий

Плиты перекрытий для уменьшения расхода материалов проектируют облегченными - пустотными или ребристыми (рис. 2.52,а). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняют лишь ребра шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами. Нижняя полка, образующая замкнутую пустоту, создается при необходимости устройства гладкого потолка.

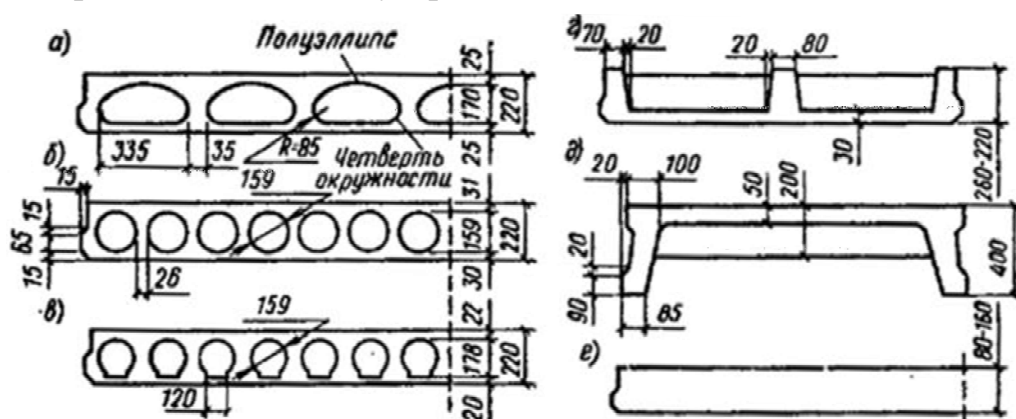


Рис. 2.52. Формы поперечного сечения плит перекрытий

Плиты изготовляют с пустотами различной формы: овальной, круглой и т. п. В панелях значительной ширины устраивают несколько рядом расположенных пустот (рис. 2.52.а).

Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода - изготовителя.

По форме поперечного сечения плиты бывают с овальными (типовая серия ИИ-03-02), круглыми (типовые серии 1.141-1, 1.041-1-3, ПК-01-73) и вертикальными пустотами (плиты безопалубачного формования), ребристые с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), ребристые с ребрами вниз (типовые серии ИИ-04, ИИ-24-1, 1.042.1-4 для многоэтажных зданий, 1.465.1-3/80, 1.442.1-2), сплошные (рис. 7.2а - е).

В плитах с пустотами минимальная толщина полок 25—30 мм, ребер 30—35 мм; в ребристых плитах с ребрами вниз толщина полки (плиты) 50—60 мм.

При заданной длине плит разных типов ширину их принимают такой, чтобы получить градации массы, не превышающие грузоподъемность монтажных кранов 3...5 т, а иногда и больше. Плиты шириной 3,2 м при пролете 6 м перекрывают целиком жилую комнату; масса таких плит с пустотами 5...6 т. Пустотные и сплошные плиты, позволяющие создать гладкий потолок, применяют для жилых и гражданских зданий, ребристые панели ребрами вниз - для промышленных зданий с нормативными нагрузками свыше 5 кН/м².

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона, которая получается делением объема бетона панели на ее площадь и по расходу стальной арматуры (табл. 2.4).

Таблица 2.4. Техничко-экономические показатели плит перекрытий при номинальном пролете 6 м и нормативной нагрузке 6-7 кН/м²

Тип плиты	Приведенная толщина бетона, см	Расход стали на 1 м ² площади в зависимости от вида арматуры, кг		
			напрягаемая	
			стержневая	проволочная
С овальными пустотами	9.2	8	4,3	3,4
С вертикальными пустотами	10.2	8.5	4,7	3,7
С круглыми пустотами	12	8,5	4,7	3,7
Ребристые, ребрами вверх	8	9.1	5	4
Сплошные	12—16	14-16	12—14	10—11

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами; приведенная толщина бетона в них 9,2 см, в то время как в плитах с круглыми пустотами приведенная толщина бетона достигает 12 см. Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, вызванные тем, что после извлечения пустотообразователей (пуансонов) стенки каналов свежееотформованного изделия иногда обваливаются.

Расчет панелей

Расчетный пролет плит l_0 принимают равным расстоянию между осями ее опор (рис. 2.53. а — в); при опирании по верху ригелей $l_0 = l - \frac{b}{2}$ (где b —

ширина ригеля); при опирании на полки ригелей $l_0 = l - a - b$ (а — размер полки). При опирании одним концом на ригель, другим на стенку расчетный пролет равен расстоянию от оси опоры на стене до оси опоры на ригеле.

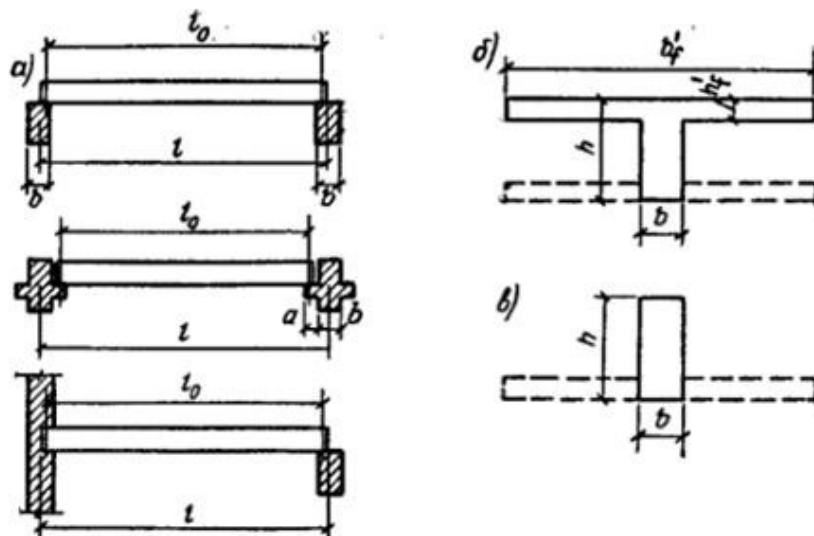


Рис. 2.53. Расчетные пролеты и сечения плит

Высота сечения плиты h должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). При пролетах 5—7 м высота сечения плиты определяется главным образом требованиями жесткости. Предварительно высоту сечения панели, удовлетворяющую одновременно условиям прочности и требованиям жесткости, можно определить по приближенной формуле

$$h = c l_0 = \frac{R_S}{E_S} = \frac{\theta g_n \pm v_n}{g_n + v_n}$$

где c — коэффициент, для пустотных панелей он равен 18 - 20, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне — 30 - 34;

g_n — длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия;

v_n — кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия;

θ — коэффициент увеличения прогибов при длительном действии нагрузки: для пустотелых панелей $\theta = 2$, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta = 1,5$.

Высоту сечения предварительно напряженных плит можно предварительно назначать равной:

$$h = \frac{l_0}{20} \text{ - для ребристых; } h = \frac{l_0}{30} \text{ - для пустотных.}$$

Плиты в пролете между опорами работают на изгиб, как правило, с эквивалентным тавровым сечением. Верхняя полка пустотных плит с круглыми пустотами армируется конструктивно. В пустотных плитах с овальными пустотами и в ребристых плитах полка работает на изгиб в одном или двух направлениях. Поэтому арматура верхней полки таких плит устанавливается по расчету

При расчете прочности по изгибающему моменту ширина ребра равна суммарной ширине всех ребер плиты, а расчетная ширина сжатой полки принимается равной полной ширине панели. При малой толщине сжатой полки, когда $\frac{h'_f}{h} \leq 0.1$, ширина полки, вводимая в расчет, не должна превышать

$$b'_f = 12 \cdot (n - 1) \cdot h'_f + b$$

где n — число ребер в поперечном сечении панели.

В ребристой панели ребрами вниз при толщине полки $\frac{h'_f}{h} < 0.1$ но при наличии поперечных ребер, вводимая в расчет ширина полки принимается равной полной ширине панели.

Таким образом, расчет прочности плит сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

При расчете прогибов сечения панелей с пустотами приводят к эквивалентным двутавровым сечениям. Для панелей с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, что площадь круглого отверстия диаметром d равна площади квадратного отверстия со стороной (рис. 2.54):

$$h_1 = (d/2) \cdot \sqrt{\pi} \approx 0.9 \cdot d$$

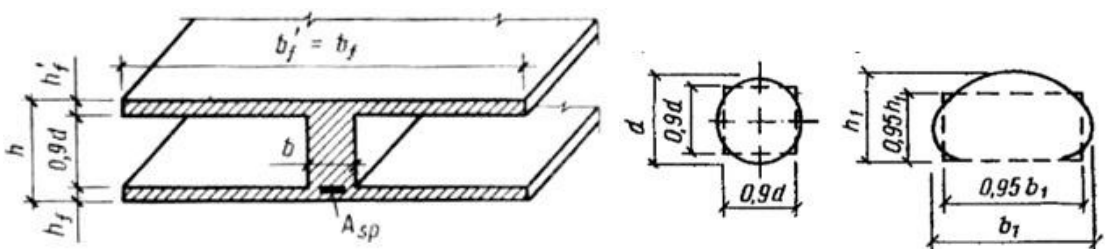


Рис. 2.54. Эквивалентные сечения плит для расчета прогибов

Сечение панелей с овальными пустотами (см. рис. 2.54) приводят к эквивалентному двутавровому сечению, заменяя овальное сечение пустоты прямоугольным с той же площадью и тем же моментом инерции и соблюдая условие совпадения центра тяжести овала и заменяющего прямоугольника. Обозначив b_1 и h_1 — ширину и высоту эквивалентного прямоугольника; F и I — площадь и момент инерции овала:

$$h_1 = \sqrt{12 \cdot I/F} ; \quad b_1 = F/h$$

Полка панели работает на местный изгиб как частично заземленная на опорах плита пролетом l_0 , равным расстоянию в свету между ребрами. В ребристых панелях с ребрами вниз заземление полки создается заливкой бетоном швов, препятствующей повороту ребра (рис. 7.5, а). Изгибающий момент

$$M = ql_0^2 / 11$$

В ребристой панели с поперечными промежуточными ребрами изгибающие моменты полки могут определяться как в плите, опертой по контуру и работающей в двух направлениях.

Расчет выполняется для следующих трех стадий работы:

1. Эксплуатационная (расчет выполняется на действие всех функциональных нагрузок);
2. Стадия изготовления с учетом фактической прочности бетона в момент извлечения конструкции из опалубки на нагрузку от собственного веса плиты;
3. Перевозки и монтажа.

Для всех трех стадий работа выполняется обязательно с учетом собственного веса плит и при своей конкретной расчетной схеме.

Конструирование плит

Применяют сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля (рис. 2.55). В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержни классов S800, S1200, высокопрочную проволоку и канаты. Армировать можно без предварительного напряжения, если пролет панели меньше 6 м.

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых панелей.

Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах плит. Плоские сварные каркасы в круглопустотных плитах могут размещаться только на приопорных участках, через одно-два ребра. К концам продольной ненапрягаемой арматуры ребристых плит приваривают анкеры из уголков или пластин для закрепления стержней на опоре.

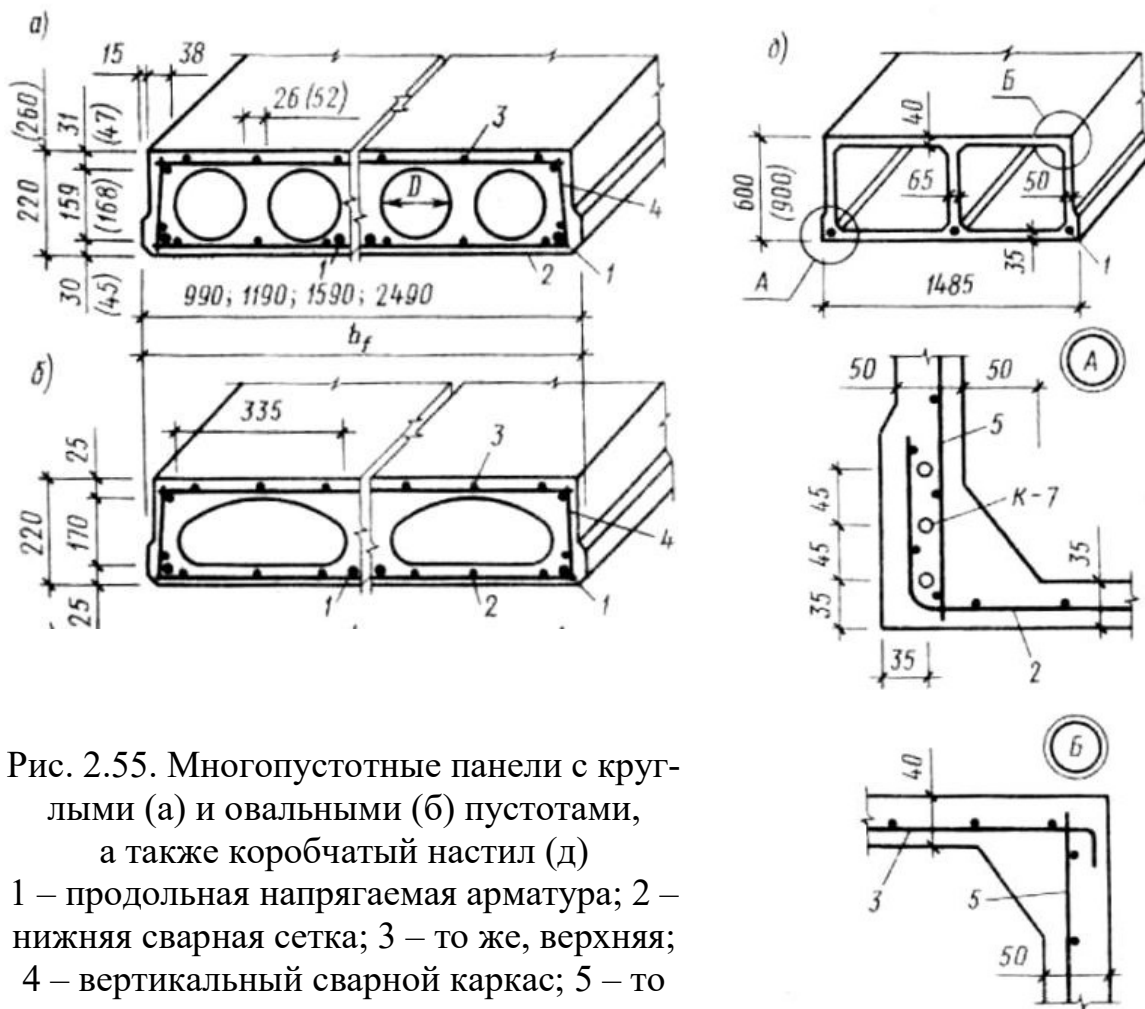


Рис. 2.55. Многопустотные панели с круглыми (а) и овальными (б) пустотами, а также коробчатый настил (д)
 1 – продольная напрягаемая арматура; 2 – нижняя сварная сетка; 3 – то же, верхняя;
 4 – вертикальный сварной каркас; 5 – то же, сетка

Сплошные плиты из тяжелого и легкого бетонов армируют продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками. Монтажные петли закладывают по четырем углам плит. В местах установки петель сплошные панели армируют дополнительными верхними сетками.

Пример армирования ребристой панели перекрытия промышленного здания приведен на рис. 2.56. Номинальная ширина этой панели считается равной 1,5 м. Применяют такие плиты также шириной 3 м.

Монтажные соединения панелей всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами. В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 2.57а). При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

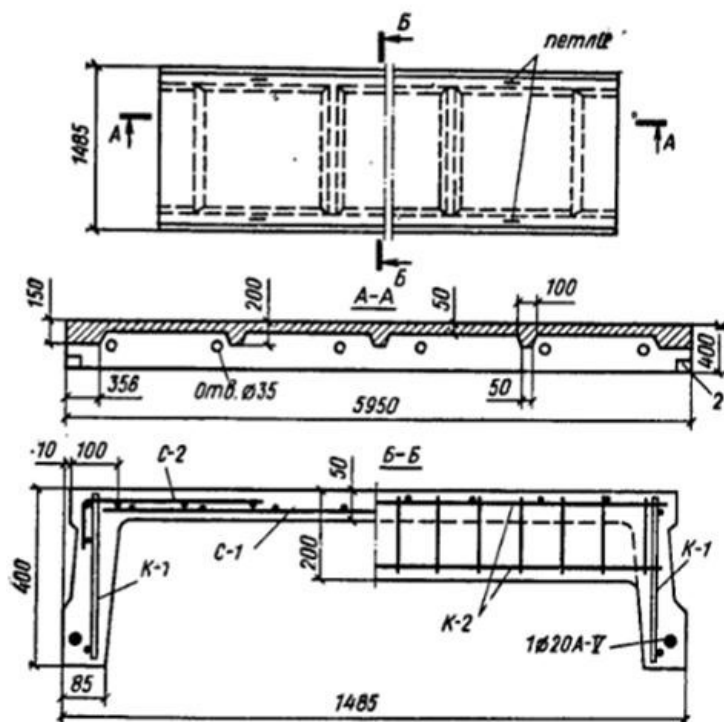


Рис. 2.56. Армирование ребристой плиты перекрытия

Если временные нагрузки на перекрытиях больше 10Н/м^2 , то ребристые плиты при замоноличивании швов целесообразно превращать в неразрезные. С этой целью швы между ребристыми плитами на опорах армируют сварными седловидными каркасами, пересекающими ригель (рис. 2.57б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитывают как неразрезные.

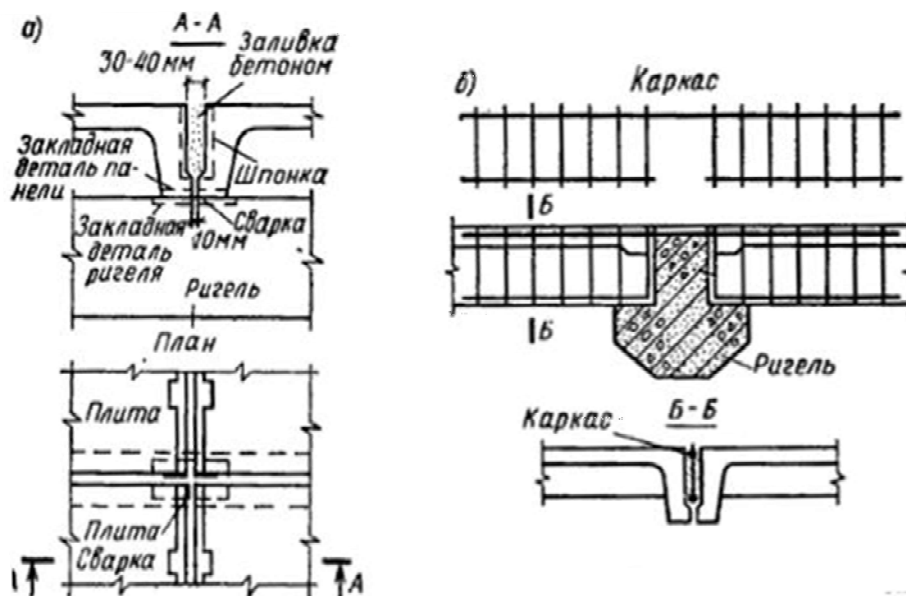


Рис. 2.57. Монтажные соединения плит

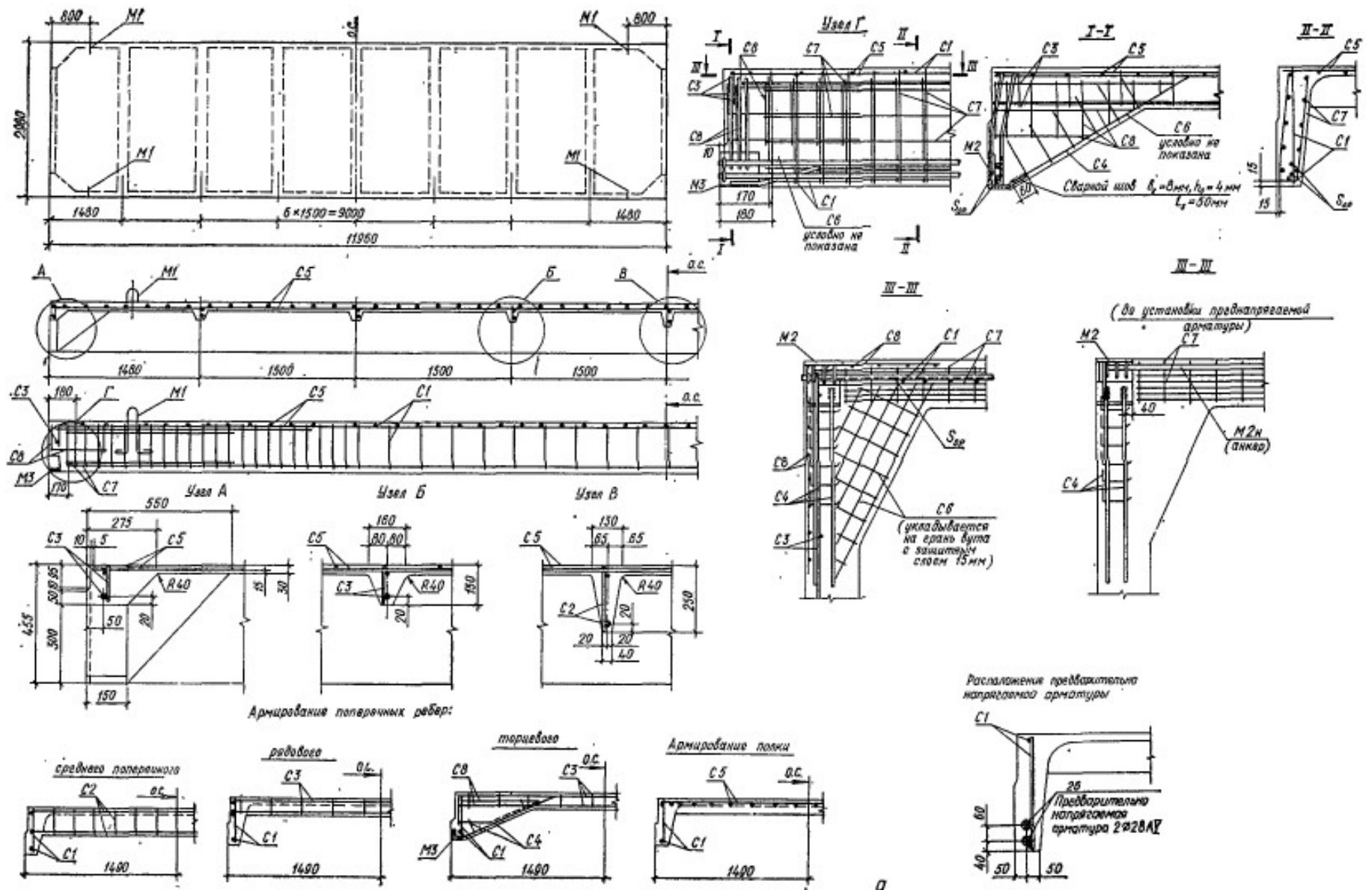


Рис. 2.58. Армирование ребристой плиты перекрытия

Проектирование ригеля

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. Типы опирания перекрытий на ригели представлены на рис. 2.59. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

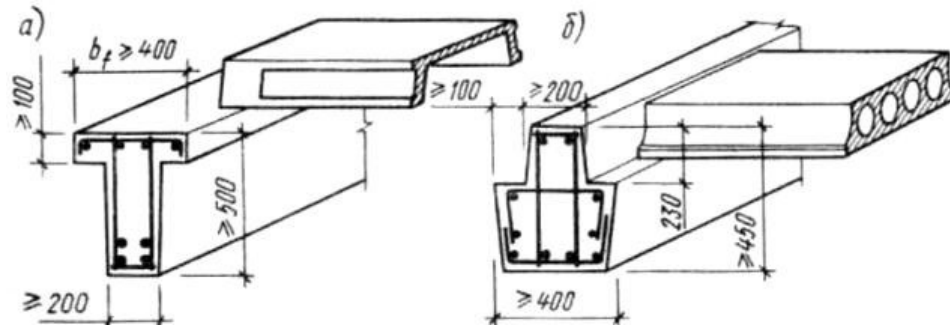


Рис. 2.59. Типы ригелей перекрытий промышленного (а) и гражданского (б) зданий

Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны. Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке. Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают:

$$h = (1/10 \dots 1/15) \cdot l. \quad b = (0.3 \dots 0.4) \cdot h$$

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре (рис. 2.60).

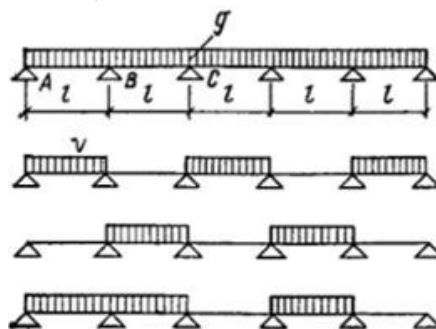


Рис.2.60. Схемы загрузки неразрезной балки

В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению над опорными ординатами. При этом ординаты выровненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны составлять не менее 70 %, вычисленных по упругой схеме. На основе отдельных загрузений строят огибающие эпюры M и Q . Возможен также упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выровненным моментам, состоящий в том, что в качестве расчетной выровненной эпюры моментов принимают эпюру моментов упругой неразрезной балки, полученную для максимальных пролетных моментов (при расположении временной нагрузки через один пролет).

Расчетным на опоре будет сечение ригеля по грани колонны. В этом сечении изгибающий момент:

$$M_1 = M - Q(h/2)$$

Момент M_1 имеет большее (по абсолютной величине) значение со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой; поэтому в формулу следует подставлять значение поперечной силы Q , соответствующее загрузению этого пролета. По моменту M_1 уточняют размер поперечного сечения ригеля и по значению $\xi \approx 0,35$ принимают:

$$h_0 = 1.8 \cdot \sqrt{M_1 / f_c \cdot b}$$

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по M в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре. Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

Конструирование неразрезного ригеля.

Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полками вверху, тавровым с полками внизу (рис. 2.61). При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.



Рис.2.61. Схемы поперечного сечения сборного ригеля

Стыки ригелей размещают обычно непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. 2.62а). В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль колонны или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. 2.62б). В верхней части стыка выпуски арматуры из колонны и ригеля соединяются вставкой арматуры на ванной сварке. Вставка арматуры повышает точность монтажного соединения в случае нарушения соосности выпусков арматуры.

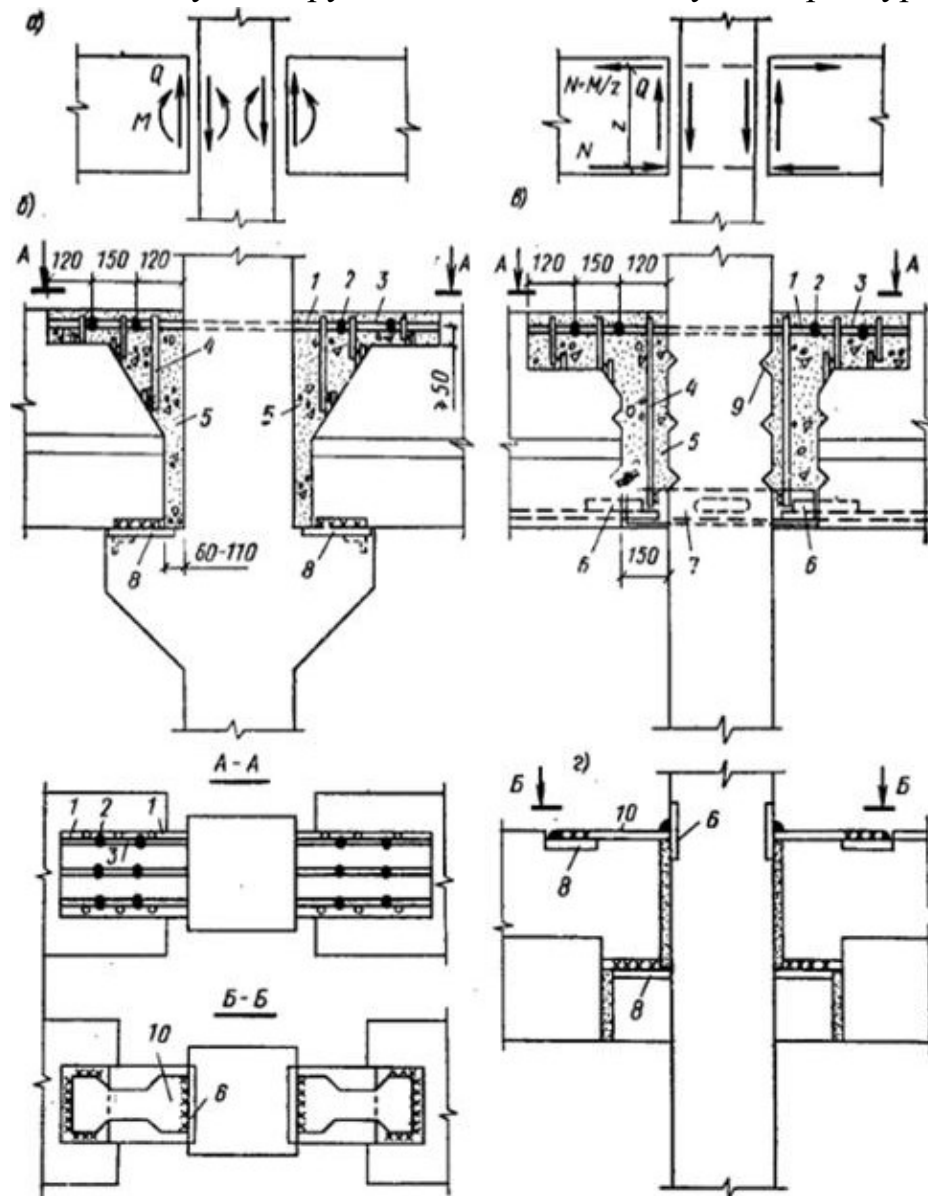


Рис.2.62. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной
 а – усилия, действующие в стыке; б – жесткий стык на консолях; в – жесткий стык бесконсольный; г – скрытый стык на консолях; 1 – арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 – ванная сварка; 3 – вставка арматуры; 4 – поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 – бетон замоноличивания; 6 – усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 – опорный столик из уголков с отверстием для удобства бетонирования; 8 – стальные закладные детали; 9 –

призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 – фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже.

В нижней части стыка монтажными швами соединяются закладные детали колонны и ригеля. После приварки монтажных хомутов полость стыка бетонируется.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) усложняют конструирование, так как требуют усиления арматуры входящего угла дополнительными каркасами и закладными деталями, повышающими расход стали и трудоемкость изготовления; кроме того, при таком стыке снижается несущая способность и жесткость ригеля на опоре. Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ($\sim 50 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

В бесконсольных стыках (см. рис. 2.62в), как показали исследования, поперечная сила воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Специальными исследованиями установлено, что этот стык равнопрочен с консольным стыком, но в то же время по расходу материалов и трудоемкости он экономичнее.

Ригель армируют обычно двумя плоскими сварными каркасами (рис. 2.63). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета. Площадь растянутых стержней каркасов и их число устанавливают при подборе сечений по изгибающим моментам в расчетных сечениях на опоре и в пролете. По мере удаления от этих сечений ординаты огибающей эпюры M уменьшаются, следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения арматуры.

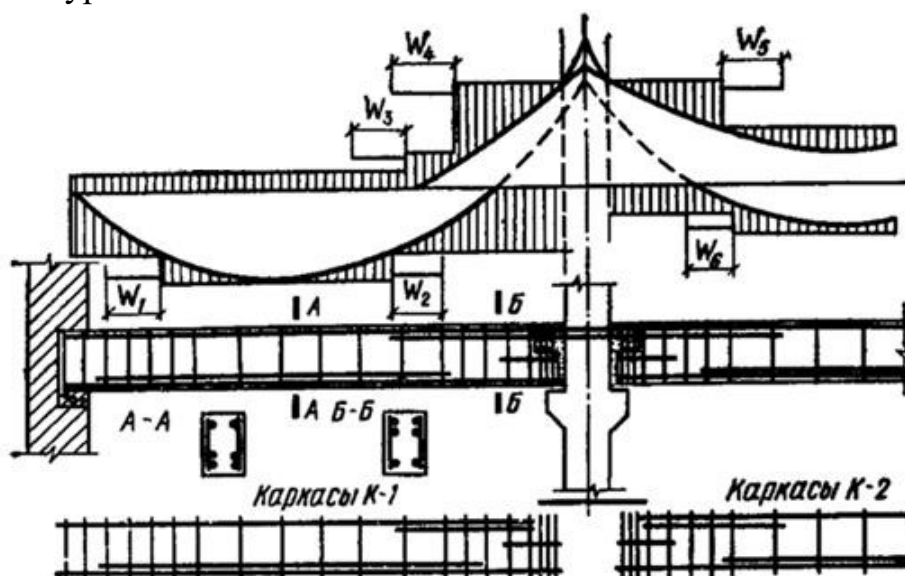


Рис. 2.63. Армирование ригеля и эпюра арматуры

В целях экономии арматурной стали часть продольных стержней обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов. Сечение ригеля, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки $l_{ан}$.

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюры вычисляют как момент внутренних сил в рассматриваемом сечении ригеля.

Эпюра арматуры против мест теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры M , избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры пересекает эпюру M , прочность сечения недостаточна.

Тема 2.7 Конструирование и расчет элементов многоэтажных зданий

Конструкции многоэтажных рам

Многоэтажные сборные рамы членят на отдельные элементы, изготавливаемые на заводах и полигонах, с соблюдением требований технологичности изготовления и монтажа конструкций. Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком (рис. 2.64, а, б). Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через два этажа — выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы (рис. 2.64, в).

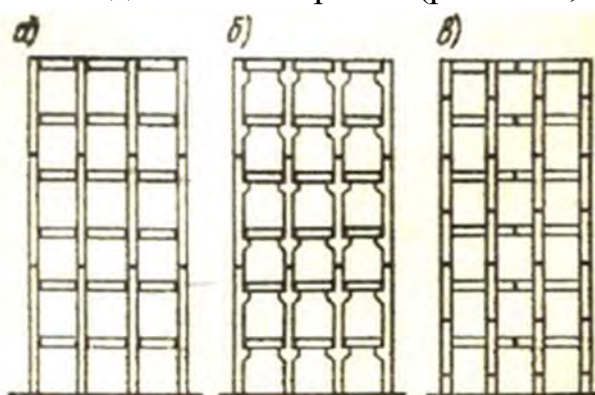


Рис. 2.64. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете (рис. 2.65).

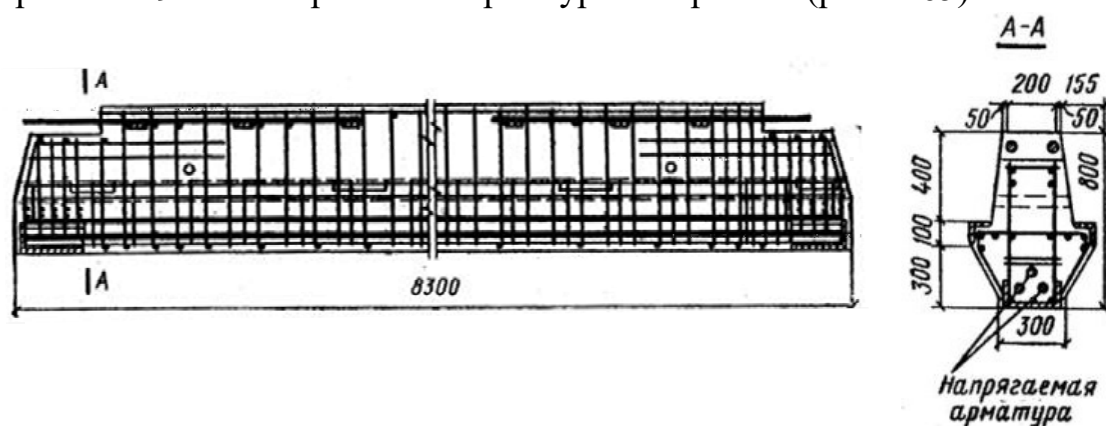


Рис. 2.65. Армирование ригеля поперечной рамы пролетом 9 м

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот не-

достаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей "каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей.

Поверх ригеля уложены ребристые панели с зазором между их торцами 12см. Жесткость узлового сопряжения ригеля с колонной обеспечивается соединением на опоре верхней арматуры ригеля. Для этой цели в колонне предусмотрено отверстие, через которое пропускают опорные стержни стыка. Для укладки панелей в ригелях могут быть выступающие полочки (рис. 2.66). После монтажа сборных элементов, укладки и сварки опорной арматуры ригеля полости между панелями и зазоры между торцами ригеля и колонной заполняют бетоном, чем достигается замоноличивание рамы. При этом ригели благодаря совместной работе с панелями работают как тавровые сечения.

Сборно-монолитные рамы также выполняют с жесткими узлами. Ригель таврового сечения имеет выступающие кверху хомуты и открыто расположенную верхнюю опорную арматуру (рис. 2.66, а).

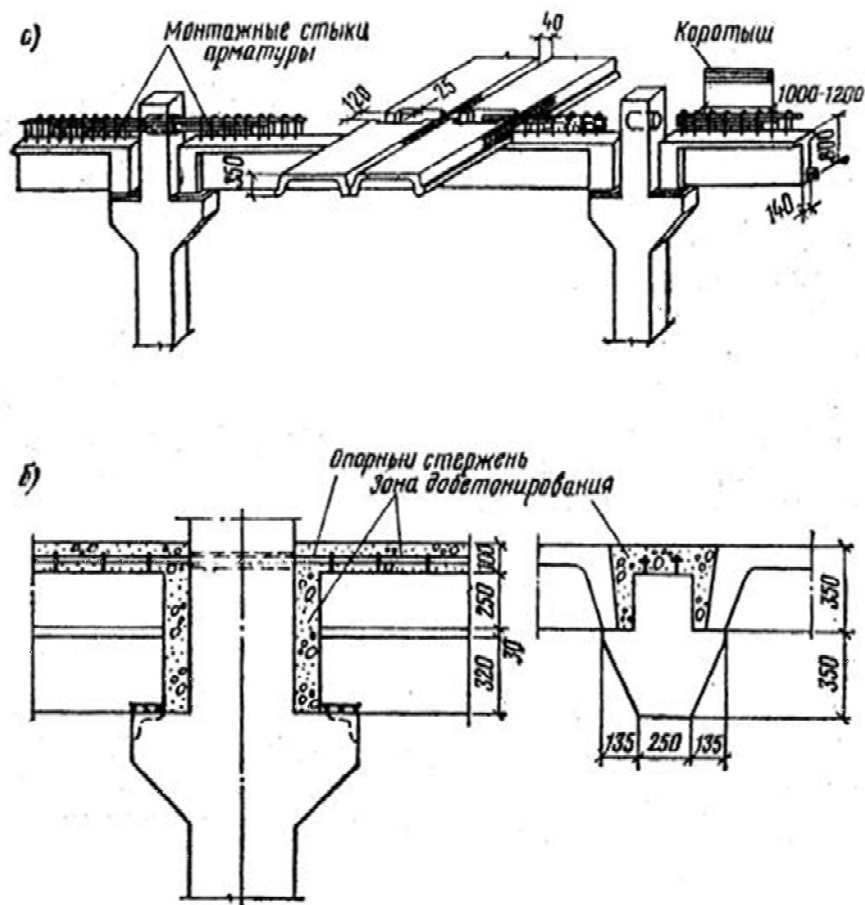


Рис.2.66. Конструкция узлов сборно-монолитной рамы
а – до замоноличивания; б – после замоноличивания

Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы (рис. 2.67).

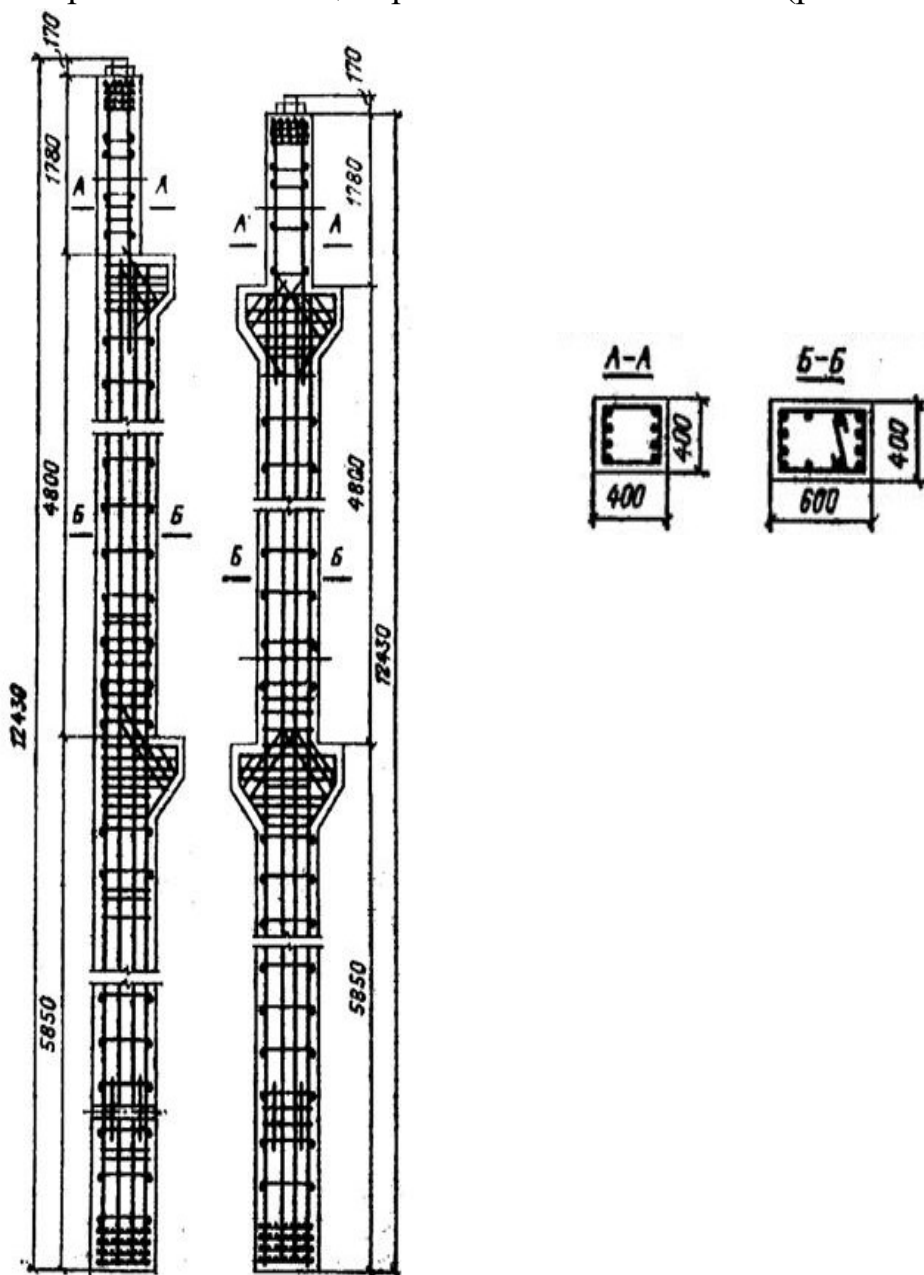


Рис.2.67. Армирование колонн поперечной рамы

Общая классификация колонн:

1. По способу изготовления (возведения)

1.1 Сборные колонны

Имеют унифицированные размеры в зависимости от количества этажей, назначения здания, шага сетки.

1.2 Монолитные колонны

2. По конструктивным параметрам

2.1 С поэтажной разрезкой.

2.2 Колонны на несколько этажей.

Основные положения расчета Колонны являются частью каркаса здания. Их расчет и конструирование зависит от конструктивной схемы здания. Проектирование колонн также зависит от их конструктивных особенностей:

1. Стыков колонн с ригелями.
2. Стыков колонн по высоте.
3. Сопряжение колонны с фундаментом и так далее.

Расчет должен гарантировать, что даже при наиболее комбинации расчетных нагрузок не произойдет потеря устойчивости колонны и соответственно всей системы. При этом прочность всех сечений колонны по высоте должна быть обеспечена. В упрощенном методе расчета допускается рассматривать работу каркасов отдельно в поперечном и продольном направлении, с учетом при необходимости продольного изгиба.

Методы расчета колонн:

1. Нелинейный (по деформированной схеме).

При определении схем нагрузок, эпюр и перемещений с использованием упрощенных зависимости кривизны от продольных сил и изгибающих моментов, то есть с учетом образования трещин.

2. Линейный (по недеформированной схеме).

Проверка выполняется для наиболее нагруженных сечений по усилиям, определяемым из линейного упругого статического расчета. При этом усилия корректируются учетом влияния эффектов второго порядка (продольного изгиба).

Колонны являются гибкими сжатыми элементами и поэтому согласно всем нормам необходим учет влияний гибкости и начальных эксцентриситетов.

Общая последовательность расчета и конструирования (проектирования) колонн:

Шаг 1. Назначения типа конструктивного решения колонны (зависящих от вида каркаса) расчетной схемы колонны (в КП-1 выполняют неполный каркас, выполняется расчет средней колонны квадратного сечения).

Шаг 2. Определение действующих нагрузок и усилий.

Шаг 3. Определение эффектов (моментов) первого порядка.

Эффекты первого порядка - эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств. Моменты первого порядка в колоннах определяются без учета гибкости, при этом следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии сечений и в расположении нагрузок (геометрических несовершенств).

Шаг 3.1. Для конкретных сечений, находящихся под действием сжимающей силы для расчета следует принимать эксцентриситет, определяемый из следующих условий: минимальный эксцентриситет $e_0=h/30$, но не менее 20мм, при этом h является высотой сечения;

Шаг 3.2. Геометрические несовершенства могут быть представлены углом наклона стоек рамы согласно п. 5.2. (5) ТКП EN.

Шаг 4. Расчет эффектов второго порядка – это дополнительные эффекты от воздействия обусловленные деформацией конструкции. Для гибких сжатых элементов необходим анализ необходимости учета продольного изгиба.

Непосредственный учет эффектов второго порядка зависит от отношения фактической и предельной гибкости. Фактическая гибкость – отношения расчетной длины к радиусу инерции. Предельная гибкость - λ_{lim} – определяется с учетом специфики каждой страны.

В основу определения эффекта второго порядка заложена Эллерова сила (критическая сила) и формула Тимошенко.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{crit}}}$$

N_{crit} - критическая продольная нагрузка, при которой происходит потеря устойчивости при продольном изгибе для отдельных упругих элементов (является синонимом нагрузки Эйлера).

Шаг 5. Определение площади арматуры. Выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести, растянутой (или менее сжатой арматуры).

Шаг 5.1 Определение момента.

Шаг 5.2.1. Определяется величина относительно изгибающего момента с использованием формул.

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

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

Шаг 5.2.2. Определяется величина относительно изгибающего момента с использованием графиков.

Шаг 6. Конструирование колонн. Конструктивные особенности сжатых элементов согласно требованиям п.9.5.2, 9.5.3.Еврокода 2.

Стыки колонн

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу N , изгибающий момент M и поперечную силу Q . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40мм стыкуют ванной сваркой (рис.2.68). При четы-

рех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150мм, при арматурных же выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10...12мм. Полости стыка — подрезки бетона и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвентарной форме под давлением.

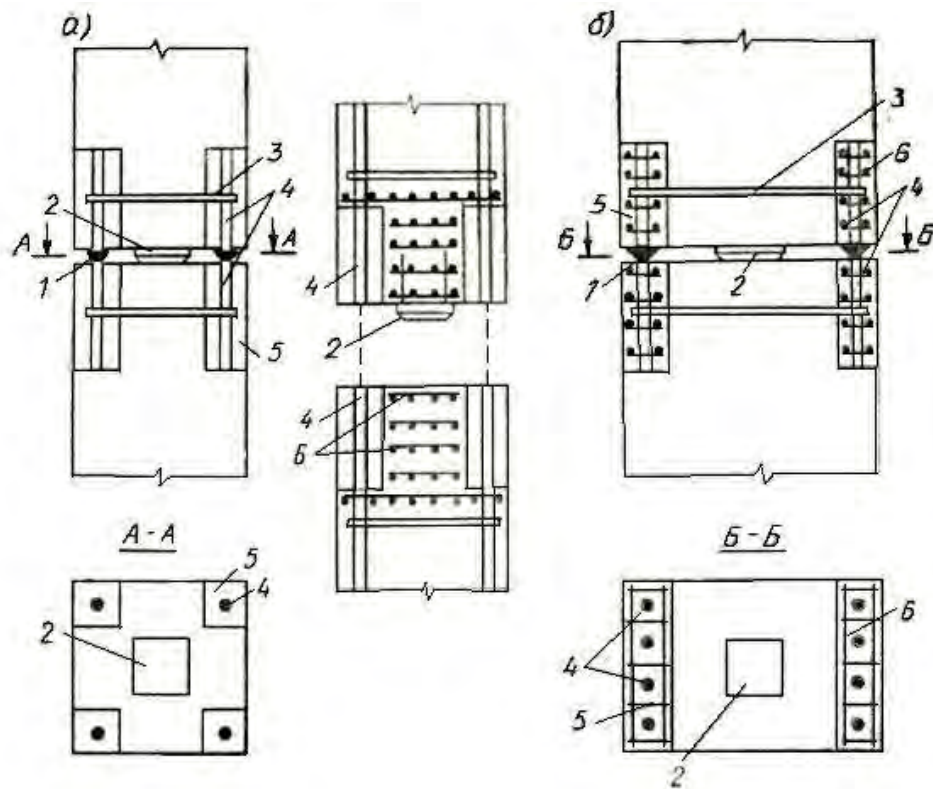


Рис. 2.68. Конструкция жесткого стыка колонн с ванной сваркой арматурных выпусков

а – при четырех угловых арматурных выпусках; б – при арматурных выпусках по сторонам сечения колонны; 1 – ванная сварка; 2 – центрирующая прокладка; 3 – хомут, устанавливаемый на монтаже; 4 – арматурные выпуски; 5 – бетон замоноличивания в подрезках; 6 – сетки косвенного армирования

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

Основные положения по расчету стыков колонны

Жесткий стык:

При расчете жесткого стыка выполняется расчет сжатого элемента с косвенным армированием, а также расчет прочности стыкуемых элементов. Жесткий стык рассчитывается для двух стадий работ:

1. Расчет до замоноличивания. Расчет ведется на монтажные нагрузки, нагрузки действующие на данном этапе возведения. При расчете на этой стадии стык условно принимают шарнирным.

2. Расчет стыков в стадии эксплуатации. Выполняется для двух вариантов:

1.1 С учетом косвенного армирования, но без учета бетона замоноличивания.

1.2 С учетом бетона замоноличивания, но без учета косвенного армирования колонн.

Наиболее распространены два варианта шарнирного стыка колонн:

1. С центрирующей прокладкой. В этом случае колонны стыкуют сваркой торцевых стальных листов, между которыми при монтаже устанавливается специальная центрирующая прокладка.

2. Со сферическими закладными деталями. При расчете шарнирных стыков учитывается нагрузка, определяемая для конструктивных схем по связевой системе каркаса.

Основные положения расчета стыка с центрирующей прокладкой:

1. Расчет на местное смятие (сжатие) элементов с косвенным армированием.
2. Расчет сварных швов.

Консоли колонн

Консоли колонн служат для опирания (сопряжения) ригелей с колоннами и являются одним из ответственных элементов конструкции колонн, так как от вида и варианта опирания ригеля на колонну зависит расчетная схема и соответственно весь расчет колонны.

Классификация консолей:

1. Железобетонная консоль.

1.1 Прямоугольной формы с опиранием на них ригелей с подвеской (шарнирный стык) Серия И.04, 1.020.

1.2 Консоль ломаного очертания, как правило с устройством жесткого стыка, со сваркой выпусков стержней, проходящих через тело колонны и верхних стержней ригеля. ИИ.20, 1.420.

2. Металлическая консоль.

2.1 Пропускная консоль.

2.2 Шарнирный стык.

3. Бесконсольный стык

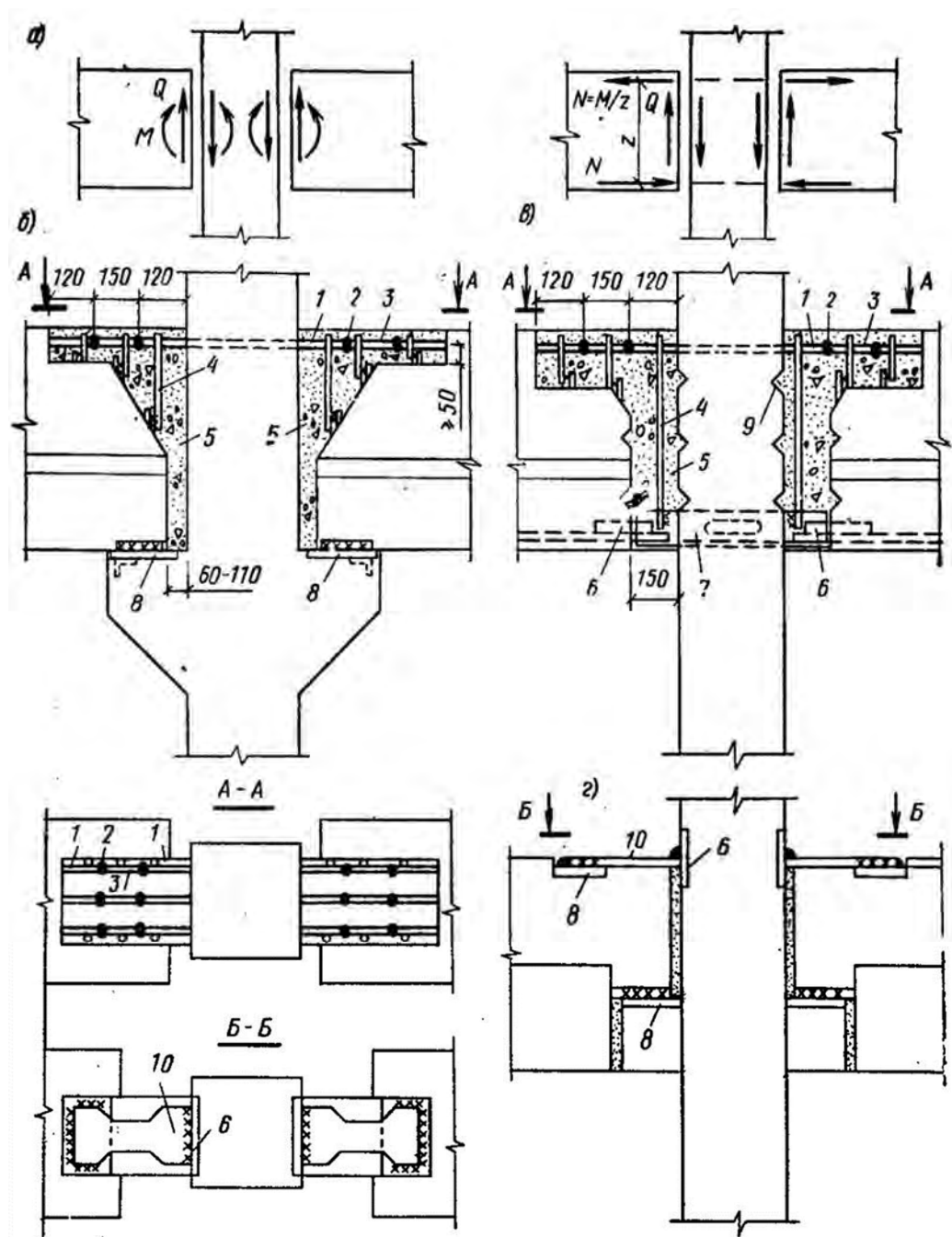


Рис. 2.69. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной
 а - усилия, действующие в стыке; б — жесткий стык на консолях; в — жесткий стык бесконсольный; г — скрытый стык на консолях; 1 — арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2—ванная сварка; 3 — вставка арматуры; 4 — поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 — бетон замоноличивания; 6 — усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 — опорный столик из уголков с отверстием для удобства бетонирования; 8 — стальные закладные детали; 9 — призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 — фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже.

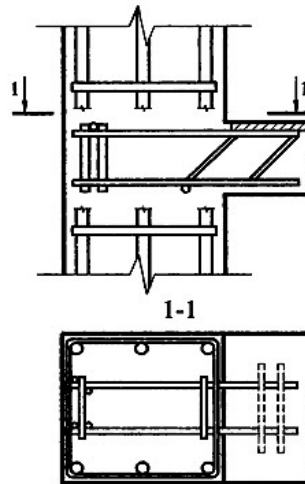


Рис. 2.70. Армирование консоли колонн при шарнирном опирании ригеля

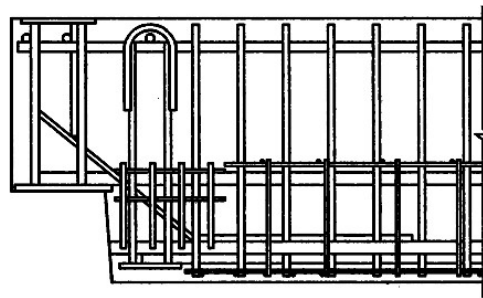


Рис. 2.71. Армирование опорной зоны ригеля

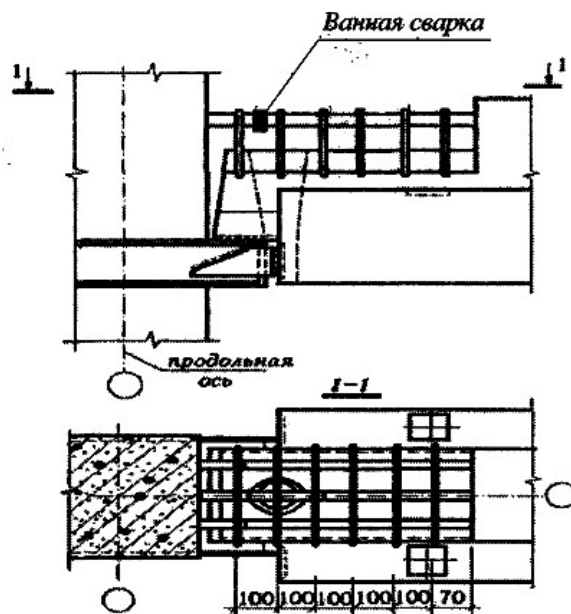


Рис. 2.72. Узел жесткого сопряжения ригеля с колонной

Основные положения по расчету консоли

Расчет железобетонных коротких консолей согласно Еврокоду выполняется методом тяжей и распорок. Роль тяжей в принятой модели выполняет основная продольная арматура, а роль распорки сжатый бетонный подкос. При этом рабочая растянутая арматура консоли должна быть обязательно заанкерена.

Общая последовательность расчета консоли:

Шаг 1. Определение действующей поперечной нагрузки.

Шаг 2. Определение размеров консоли с учетом необходимых конструктивных требований и геометрических построений.

Шаг 3. Определение армирования консоли на восприятие действующего момента.

В силу ответственности элемента консоли действующий момент увеличивается на 25 %.

$$M_{Ed} = 1,25 \cdot V_{Ed} \cdot \alpha$$

Шаг 4. Проверка анкеровки рабочей арматуры консоли.

Размеры опорной консоли колонны (рис. 2.73) определяют в зависимости от опорного давления ригеля Q ; при этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края консоли площадку длиной

$$l = \frac{Q}{b_{bm} \cdot f_c}$$

где b_{bm} — ширина ригеля.

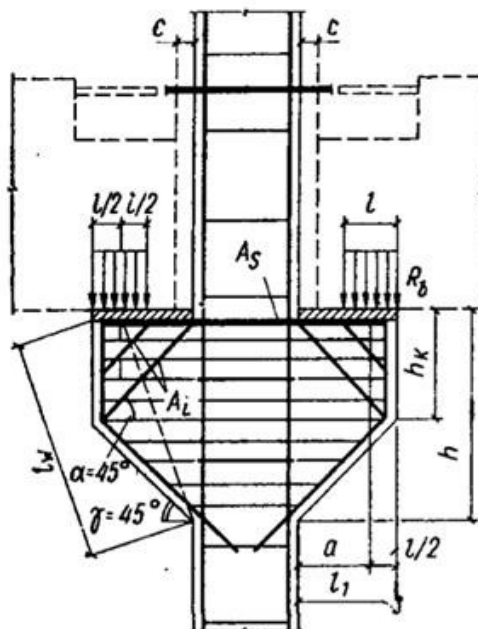


Рис.2.73. Армирование консоли колонны

Наименьший вылет консоли с учетом зазора c между торцом ригеля и гранью колонны $l_1 = l + c$. Обычно принимают $l_1 = 200 \dots 300$ мм. При этом расстояние от грани колонны до силы Q

$$a = l_1 - \left(\frac{l}{2} \right)$$

У коротких консолей ($l_1 \leq 0.9 h_0$) угол γ сжатой грани с горизонталью не должен превышать 45° . Высота консоли в сечении у грани колонны $h = (0,7 \dots 0,8) \cdot h_{bm}$, у свободного края $h_1 \geq \frac{h}{2}$.

Короткие консоли высотой сечения $h > 2.5 a$ армируют горизонтальными хомутами и отогнутыми стержнями. Шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более $h/4$, диаметр отогнутых стержней - не более 25 мм и не более $1/15$ длины отгиба.

Панели несущих стен

Панели внутренних несущих стен в панельных зданиях по условиям требуемой звукоизоляции выполняют из тяжелого бетона толщиной 14—16 см. При такой толщине обеспечивается несущая способность этих панелей в зданиях высотой до 16 этажей. Увеличение несущей способности панелей стен зданий большей высоты достигается применением в нижних этажах бетона более высокого класса, увеличением толщины железобетонных панелей.

Бетонные панели несущих стен армируют конструктивной вертикальной арматурой, у каждой поверхности панели в количестве $0,3 \text{ см}^2$ на 1 м длины горизонтального сечения панели. Площадь сечения горизонтальной распределительной арматуры у каждой грани должна составлять не менее $0,3 \text{ см}^2$ на 1 м вертикального сечения. Железобетонные панели несущих стен армируют двойной вертикальной арматурой так, чтобы у каждой поверхности минимальный процент армирования горизонтальных сечений при бетоне класса С12/15 составлял 0,1, а при бетоне класса С20/25 или С25/30 — 0,15. Чтобы повысить сопротивление опорных сечений железобетонных панелей (с целью компенсации обрываемой продольной арматуры), применяют косвенное армирование приопорных участков сетками.

Дальнейшим усовершенствованием конструкции панельного здания может считаться конструкция из железобетонных объемных блоков на комнату или на квартиру, изготовленных на заводе с полной внутренней отделкой. Такая конструкция имеет самую высокую заводскую законченность и требует минимальных трудовых затрат на монтаже. В зависимости от технологии изготовления различают объемные блоки трех типов: блок-стакан с отдельной панелью потолка, блок-колпак с отдельной панелью пола и блок-труба (рис. 2.74.). Объемные блоки перечисленных типов изготавливают на за-

водах монолитными или сборными из отдельных панелей. Способ опирания блоков один на другой предопределяет характер работы конструкции здания под нагрузкой. При полосовом опирании блоков на растворный шов создается конструктивная схема панельного здания с несущими стенами, работающими на сжатие, при точечном опирании на углы или внутренние пилястры — конструктивная схема здания с несущими стенами, работающими в своей плоскости на изгиб.

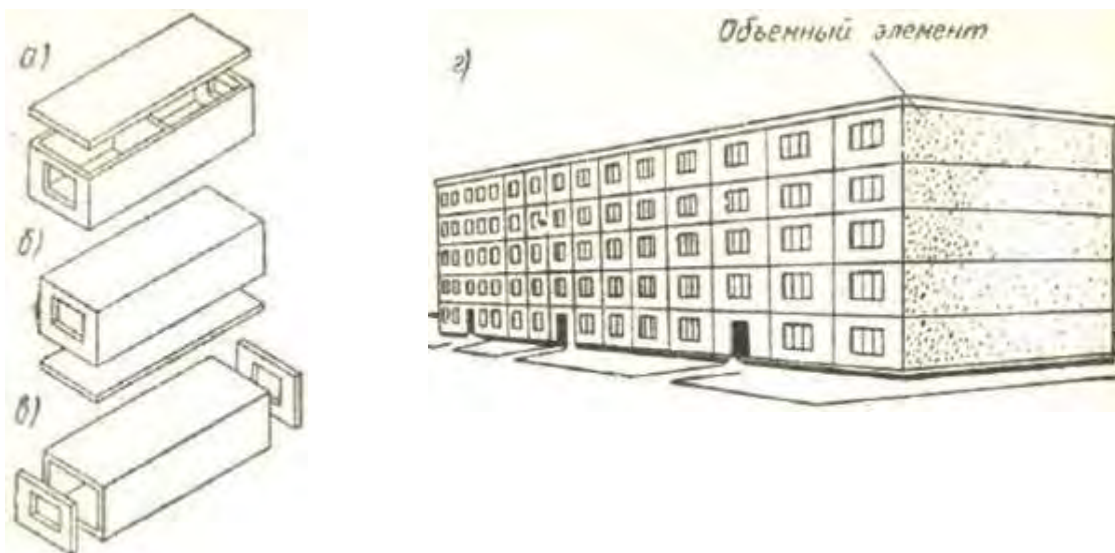


Рис. 2.74. Конструкции многоэтажного жилого дома из объемных блоков
а — блок-стакан; б — блок-колпак; в — блок-трубы; г — многоэтажный дом

Перечень контрольных вопросов по 2 разделу.

1. Конструктивные схемы многоэтажных зданий, их разновидности, преимущества и недостатки.
2. Рамные, связевые, рамно-связевые каркасы, особенности их работы под нагрузкой. Основы расчета на горизонтальные и вертикальные воздействия.
3. Классификация плоских железобетонных перекрытий по конструктивных схемам, способам возведения. Компоновка конструктивной схемы перекрытия.
4. Расчет и конструирование балочных плит монолитных железобетонных ребристых перекрытий, определение эффективного расчетного пролета, варианты армирования.
5. Перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях. Определение шарнира пластичности (на примере многопролетной монолитной плиты перекрытия).
6. Расчет монолитной балочной железобетонной плиты перекрытия с учетом линейно-параболической эпюры напряжений.
7. Расчет и конструирование второстепенных балок монолитных железобетонных ребристых перекрытий с балочными плитами. Определение расчетного пролета, эффективной ширины b_{eff} . Последовательность расчета, варианты армирования.
8. Эпюра материалов (определение, цель и последовательность построения).
9. Расчет и конструирование второстепенной балки по наклонному сечению. Ферменная аналогия. Расчет и расстановка поперечной арматуры.
10. Расчет и конструирование главных балок монолитных железобетонных ребристых перекрытий с балочными плитами с учетом перераспределения усилий (на примере 3-х пролетной неразрезной балки).
11. Конструктивная схема ребристого монолитного железобетонного перекрытия с плитами, опертыми по контуру. Характер разрушения, методы расчета и конструирование плит, опертых по контуру.
12. Расчет и конструирование плит, опертых по контуру ребристого монолитного железобетонного перекрытия кинематическим способом метода предельного равновесия.
13. Расчет и конструирование плит, опертых по контуру ребристого монолитного железобетонного перекрытия упрощенным способом из условия упругой работы с использованием таблиц.
14. Расчет и конструирование балок ребристых монолитных железобетонных перекрытий, с плитами, опертыми по контуру.
15. Расчет и конструирование кессонных монолитных железобетонных перекрытий.
16. Расчет и конструирование безбалочных монолитных железобетонных перекрытий. Расчет перекрытий на продавливание. Критический периметр, критическое сечение, армирование. Капители, армирование.

17. Расчет безбалочных монолитных перекрытий на изгиб, армирование.
18. Классификация сборных железобетонных перекрытий. Типы сечений сборных железобетонных панелей перекрытий, общая последовательность их расчета.
19. Последовательность передачи усилий в предварительно напряженных плитах при изготовлении. Натяжение арматуры на упоры. Назначение величины предварительного напряжения, контролируемое усилие, контролируемое удлинение.
20. Расчет и конструирование сборных ребристых и многопустотных железобетонных плит с п.н. арматурой. Схема армирования (полки, продольного и поперечного ребра).
21. Типы сборных железобетонных ригелей, связевых и рамных каркасов многоэтажных зданий. Их расчет и конструирование. Узлы сопряжения ригелей с колоннами.
22. Расчет и конструирование сжатых железобетонных колонн многоэтажных зданий.
23. Расчет и конструирование узлов сопряжения сборных железобетонных колонн связевых и рамных каркасов по высоте, консолей колонн, стыков колонн.
24. Сборно-монолитные железобетонные конструкции. Основы расчета и конструирования.

Раздел 3. Каменные и армокаменные конструкции

Тема 3.1 Каменные и армокаменные конструкции жилых, гражданских и промышленных зданий

Тадж Махал — одно знаменитое здание, которое расположено в восточном Агре в Индии. Этот шедевр искусства знаменит своими белыми фасадами и историей, что делает Тадж Махал одной из самых привлекательных архитектурных жемчужин в мире. Сооружение ведет свою историю с 17-го века. Это мавзолей и символ любви, которая пронизывает здесь каждый уголок. Тадж Махал имеет гигантский центральный купол высотой в 170 метров, четыре меньших купола, гигантский просторный внутренний двор, четыре огромных немного наклоненных минарета, великолепный исламский дизайн с мраморными деталями, каллиграфическими украшениями, и многое другое.

Колизей в Риме пронизан историческим наследством на каждой стене, фасаде или камне. Истинный масштаб этой арены довольно впечатляющий даже в наше время, а во времена Римской империи 2,000 лет назад это и вовсе было настоящим инженерным чудом. Колизей был самым большим амфитеатром в мире, центром многочисленных сражений гладиаторов, где собиралась вся римская знать. Под сооружением протягивает длинная сеть пещер и тоннелей, а внешняя стена Колизея с его многочисленными арками, этажами и колоннами считается одним из символов Рима и Италии.

Полацк. Сафійскі сабор, каля 1050 г. Найстарэйшы беларускі горад, які ўпершыню згадваецца ў летапісах у 862 годзе, трымае першыństwo і тут. Сафійскі сабор быў збудаваны ў прамежку між 1044-66 гадамі за князем Усяславам Чарадзеям рис.3.1.

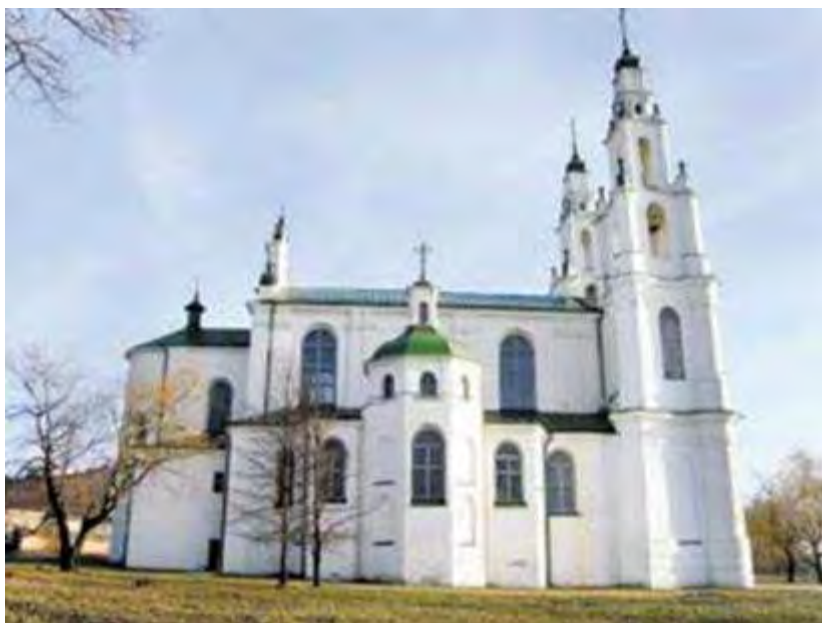


Рис. 3.1. Софийский собор в Полоцке.

Под каменной кладкой понимают искусственную цельную конструкцию, полученную из штучных элементов, уложенных в определенном порядке и связанных между собой за счет сил трения, застывшего раствора либо клея.

Каменные материалы при возведении различных строительных объектов применяются практически с самого начала существования людей на земле, что было обусловлено практически повсеместным наличием и доступностью исходного сырья.

За время существования каменной кладки, она прошла уникальный путь от использования на интуитивном уровне природных материалов с конструктивными приемами, обоснованными лишь опытами предыдущих поколений, до глубоко научного подхода в изготовлении сложных комплексных искусственных конструкций и материалов с применением математического аппарата, адекватность которого подтверждается научно-экспериментальными методами.

Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы, облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

Под каменной кладкой понимают искусственную цельную конструкцию, полученную из штучных элементов, уложенных в определенном порядке и связанных между собой за счет сил трения, застывшего раствора либо клея.

Каменные материалы при возведении различных строительных объектов применяются практически с самого начала существования людей на земле, что было обусловлено практически повсеместным наличием и доступностью исходного сырья.

За время существования каменной кладки, она прошла уникальный путь от использования на интуитивном уровне природных материалов с конструктивными приемами, обоснованными лишь опытами предыдущих поколений, до глубоко научного подхода в изготовлении сложных комплексных искусственных конструкций и материалов с применением математического аппарата, адекватность которого подтверждается научно-экспериментальными методами.

Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы, облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

Силикатный и керамический кирпич толщиной 65 мм изготавливают полнотелым, а утолщенный кирпич – пустотелым или полнотелым с пористыми заполнителями.

Крупные пустотные керамические блоки и панели изготавливаются методом экструзии, что позволяет получать разнообразную форму изделий. Исходная смесь этих изделий состоит из глины и кварцевого песка.

Кирпич и камни лицевые, применяемые для облицовки наружных стен, изготавливают с гладкой или рельефной поверхностью как естественного света, так и окрашенными путем ввода добавок.

Каменная кладка, выполняемая на строительной площадке из мелкоштучного камня и кирпича, не вполне отвечает требованиям индустриального строительства. Поэтому для стен и фундаментов широко применяют крупные стеновые бетонные блоки и панели, изготавливаемые из тяжелого и легкого на пористых заполнителях бетона, силикатного и автоклавного ячеистого бетонов.

По геометрическим размерам (величине кладочных изделий) делятся на: панели и крупные блоки, обыкновенные (мелкие) камни и кирпич. Стандартные размеры кирпича 250 x 120 x 65 мм, утолщенного кирпича 250 x 120 x 88 мм, керамических пустотелых камней 250 x 120 x 138 мм, бетонных камней 390 x 190 x 188 и 390 x 90 x 188 мм. Бетонные блоки изготавливают длиной $l = 880, 1180$ и 2380 мм, шириной $b = 300, 400, 500$ и 600 мм, высотой $h = 290$ и 580 мм. Блоки могут быть сплошными (ФБС), сплошными с вырезами для пропуска коммуникаций (ФБВ) и с пустотами, открытыми вниз (ФБП).

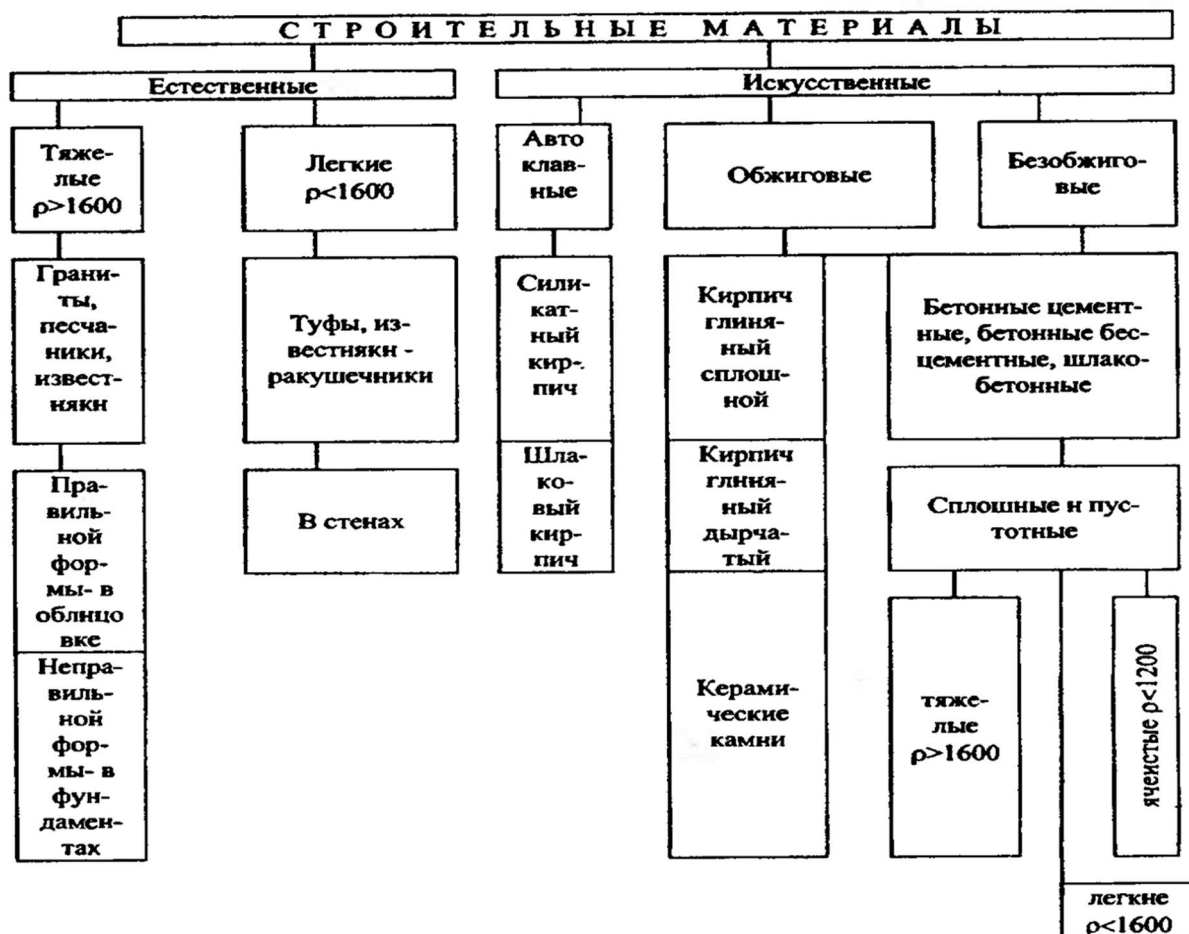


Рис. 3.2. Основные виды кладочных изделий.

По структуре и строительным материалам (величине кладочных изделий) делятся на: сплошные, пустотелые, с повышенной пористостью и пористо-пустотелые см. рис. 3.2.

Каменные материалы, применяемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозо- и водостойкостью.

Основной характеристикой каменных материалов и бетонов является их прочность, определяемая классами. Класс камня устанавливается по значению временного сопротивления (предел прочности) сжатию в МПа, а для кирпича также и по прочности на растяжение при изгибе. Класс бетона по прочности представляет собой предельное сопротивление на сжатие образца в МПа с обеспеченностью 0,95. Размеры и форму испытываемых для установления класса прочности материалов, а также методику их испытания устанавливают государственные стандарты. Если камни имеют различное строение в разных направлениях, то класс обозначает временное сопротивление в том направлении, в котором камень работает в кладке. Временное сопротивление пустотелых камней подсчитывается по площади брутто.

Морозостойкость камней также, как и бетонов, в значительной степени определяет их долговечность. Она характеризуется марками, обозначающи-

ми количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое камни выдерживают без видимых повреждений и снижения прочности. По морозостойкости имеются следующие марки камней и бетонов: F 10, 15, 25, 35, 60, 100, 150, 200 и 300.

Камни, доставляемые на строительство, должны иметь заводской паспорт, содержащий сведения о пределе прочности (марке), морозостойкости, плотности, содержании радионуклидов и т.п. При его отсутствии характеристики камней могут быть определены в лабораторных условиях.

Требования к кладочным изделиям

Систематизация кладочных изделий выполняется

- По виду материала;
- По геометрическим параметрам (разделение на группы);
- По способу установления прочности при сжатии (категории I или II);

По виду материала, из которого выполнены кладочные элементы, они подразделяются на:

- Керамические в соответствии с требованиями стандартов;
- Силикатные, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из бетона на плотных и пористых заполнителях, в соответствии с требованиями стандартов ;
- Из автоклавного ячеистого бетона, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из плотного бетона в соответствии с требованиями стандартов;
- Из естественного (природного) камня в соответствии с требованиями стандарта.

Например, производят такие виды керамических кладочных изделий в соответствии с СТБ EN и отечественным стандартом:

- кирпич LD: керамический кирпич с низкой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рисунок 3.3).

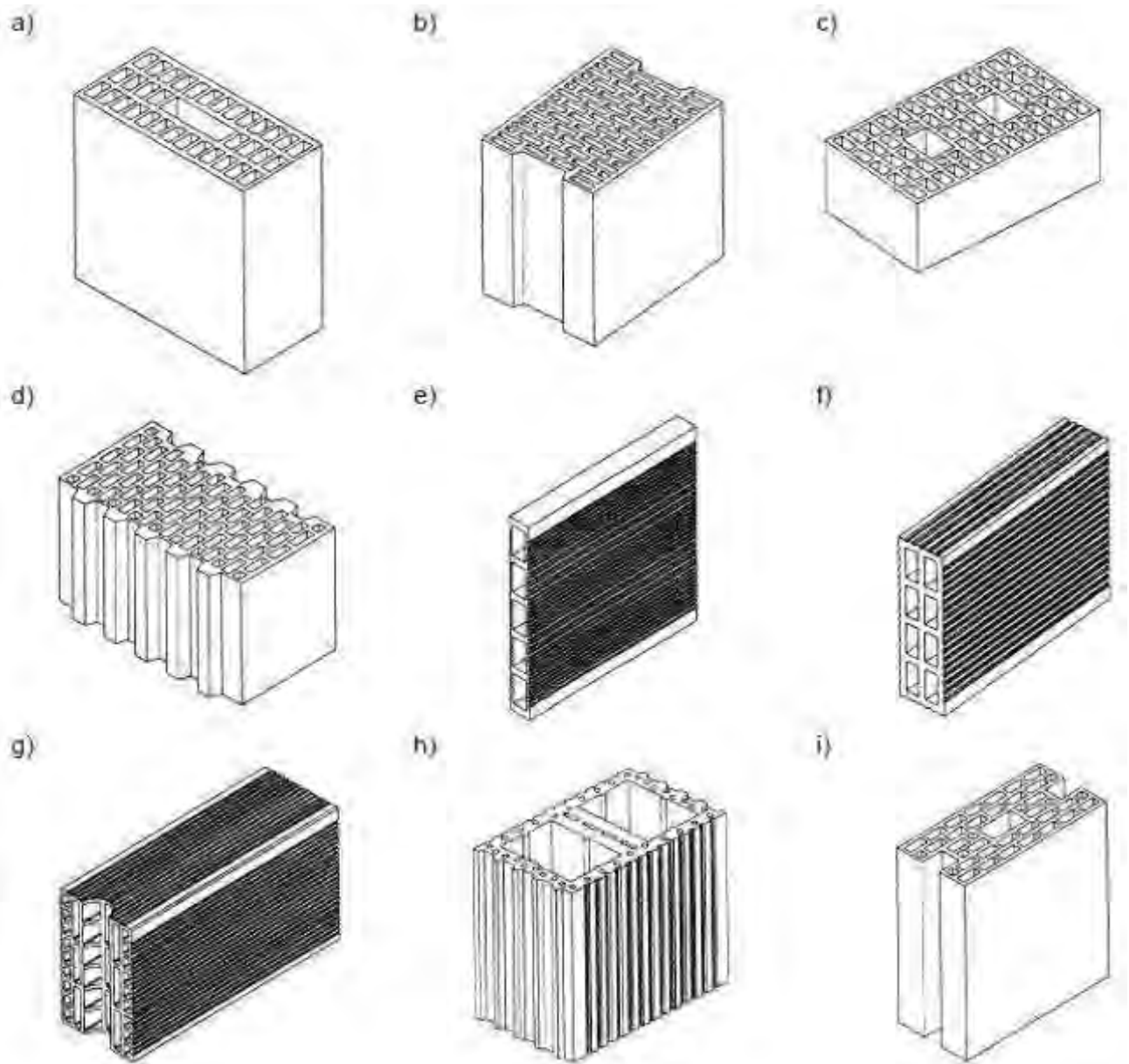


Рис. 3.3. Кирпич LD

а – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями; б - пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и растворным карманом; в - пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и с отверстиями для захвата; д - пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и пазо-гребневой системой; е - пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями (для перегородок); ф - пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и канавками для раствора; г - пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и растворным карманом; h – кирпич, заполняемый бетоном или раствором; i – кирпич для изготовления стеновых панелей;

– кирпич HD: керамический кирпич, применяемый в незащищенной каменной кладке, а также керамический кирпич с высокой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рисунок 3.4).

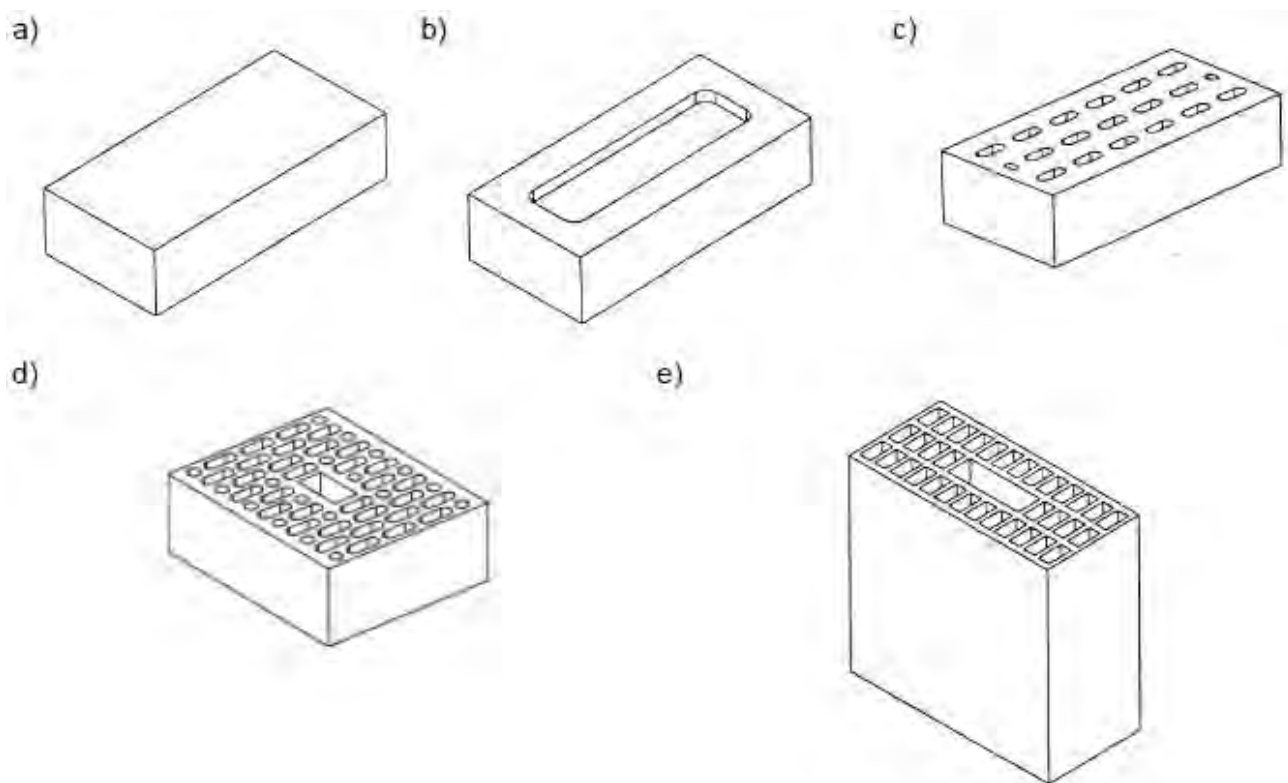


Рис. 3.4. Кирпич HD

а – полнотелый кирпич; б – кирпич с желобом; с - е – пустотный кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями

Следует отметить, что из всего многообразия кладочных изделий наиболее известными и широко применяемыми в нашей стране являются следующие (с использованием терминологии, принятой в ранее действующей нормативной литературе):

- Кирпич обыкновенный (одинарный) с размерами 65x125x250 мм (толщина x ширина x длина);
- Кирпич утолщенный с размерами 88x120x250 мм;
- Мелкоштучные камни (с наиболее употребляемой толщиной 138 и 188 мм).

Кирпич производится керамический и силикатный, полнотелый и пустотелый. Камни, как правило, выполняются пустотелыми. Пустоты в кладочных изделиях выполняются для снижения собственной массы и повышения тепло- и звукоизоляции изделия.

Керамические изделия изготавливаются с использованием глины и техно-логии обжига. Силикатные изделия изготавливаются с использованием извести в качестве вяжущего и твердением в автоклавах при повышенных давлении и температуре.

По геометрическим параметрам кладочные элементы делятся на две группы.

Критериями деления кладочных элементов на группы являются такие геометрические параметры, как:

- % общий объем пустот к объему камня или блока,
- % объем отдельной пустоты к объему камня или блока,
- толщина внутренних и внешних стенок,
- направление пустот относительно положения кладочного элемента.

В подробном виде указанная классификация представлена в таблице 7.1 (ТКП 45-5.02-308-2017).

По способу установления прочности при сжатии кладочные элементы делятся на две категории I и II.

Согласно стандартам, EN 771, к кладочным элементам категории I относятся кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95%).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50%).

В соответствии с нормами различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

- средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;
- характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5 % квантилю прочности (с обеспеченностью 95%);
- нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.

Качество каменной кладки в большой степени зависит от свойств раствора. Раствор для кладки – правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (в необходимых случаях).

Требования к кладочным растворам

Раствор в кладке используется для:

1. создания единого монолита из отдельных кладочных изделий (каменной);
2. равномерной загрузки отдельных камней, имеющих неровности;
3. уменьшения воздухо- и влагопроницаемости.

Кладочный раствор получают из смеси неорганического вяжущего заполнителя, воды и, при необходимости, добавок и наполнителей. В качестве вяжущего используют цемент, известь, гипс, глину, иные вяжущие.

Кладочные растворы подразделяются по:

- виду;
- способу установления состава;
- месту изготовления.

По виду растворы подразделяются на:

- растворы общего назначения (стандартные растворы);
- легкие растворы плотностью в воздушно сухом состоянии не выше 1300 кг/м³;
- растворы для тонких швов (растворы с максимальным размером зерен заполнителя 2 мм).

Растворы общего назначения (стандартные растворы) и легкие растворы применяются для швов толщиной не менее 6мм и не более 15 мм, а растворы для тонких швов - для швов толщиной не менее 0.5 мм и не более 3 мм.

По способу установления состава кладочные растворы подразделяются на:

- кладочные растворы, предписанные по рецептуре (заданного состава), прочность на сжатие которых определяется по заданным пропорциям составляющих;
- кладочные растворы заданного качества, состав и технологии изготовления которых изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались установленные свойства раствора (класс прочности раствора).

К растворам заданного качества относятся растворы общего назначения легкие растворы и растворы для тонких швов.

По месту приготовления растворы подразделяются на:

- кладочные растворы заводского изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава и кладочные растворы заданного качества, приготовленные на заводе.
- кладочные растворы построечного изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава, приготовленные в условиях строительной площадки.

Для затвердевшего раствора устанавливаются требования к следующим свойствам:

- прочности при сжатии;
- прочности сцепления;
- водопоглощению;
- паропроницаемости;
- плотности в сухом состоянии;
- теплопроводности;
- горючести (для раствора с содержанием органических веществ >1%);
- долговечности.

Стандартный кладочный раствор представляет собой раствор заданного состава или раствор заданного качества.

Тонкослойные и легкие кладочные растворы должны представлять собой растворы заданного качества.

Прочность при сжатии кладочного раствора f_m определяют по результатам испытаний на сжатие половинок балочек размерами 40x40x160 мм, полученным после их испытаний на изгиб.

Требования к арматуре

Армирование каменных конструкций может осуществляться следующими вариантами:

1. в виде отдельных стержней, устанавливаемых горизонтально или вертикально в швах и штрабах каменной кладки;
2. в виде арматурных изделий (сеток), устанавливаемых в горизонтальных швах кладки;
3. в виде железобетонных вставок в сечении каменной кладки (комплексные конструкции).

На практике, наибольшее распространение получил 2-ой вариант.

В качестве арматуры может применяться свариваемая гладкая арматура класса S240 и арматура периодического профиля класса S500. При проектировании конструкций из армированной каменной кладки показатели арматуры принимают в соответствии с нормами и стандартами по железобетонным конструкциям.

Растворы классифицируют по прочности при сжатии и обозначают буквой М, за которой следует указание прочности при сжатии, в ньютонах на миллиметр квадратный, например, М5. Растворы заданного состава классифицируют по соотношению компонентов смеси, например:

цемент: известь, песок = 1:1:5 в соотношении по объему.

Прочностные и деформативные свойства каменной кладки

Каменная кладка является монолитным неоднородным упругопластическим материалом. Даже при равномерном распределении нагрузки по

всему сечению сжатого элемента камень и раствор находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвержены внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию рис.3.5, 3.6.

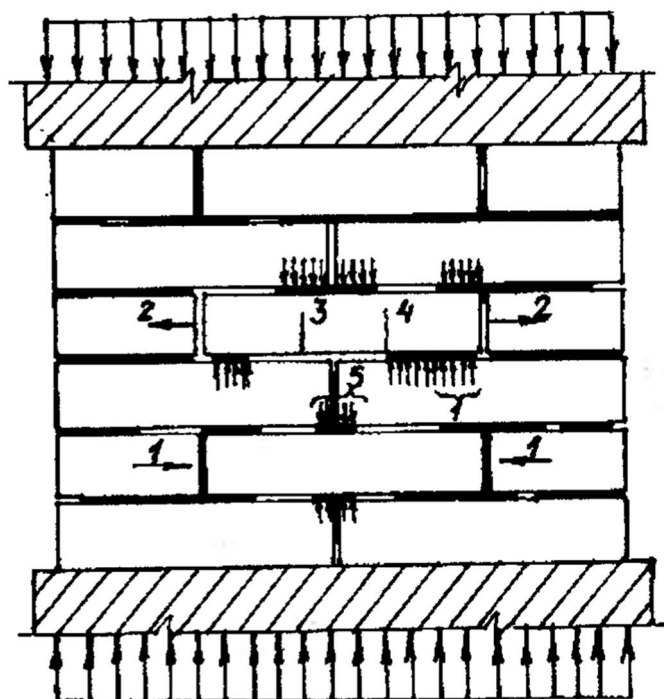


Рисунок. 3.5. Напряженное состояние камня в кладке: 1-сжатие; 2-растяжение; 3-изгиб; 4-срез; 5-местное сжатие.

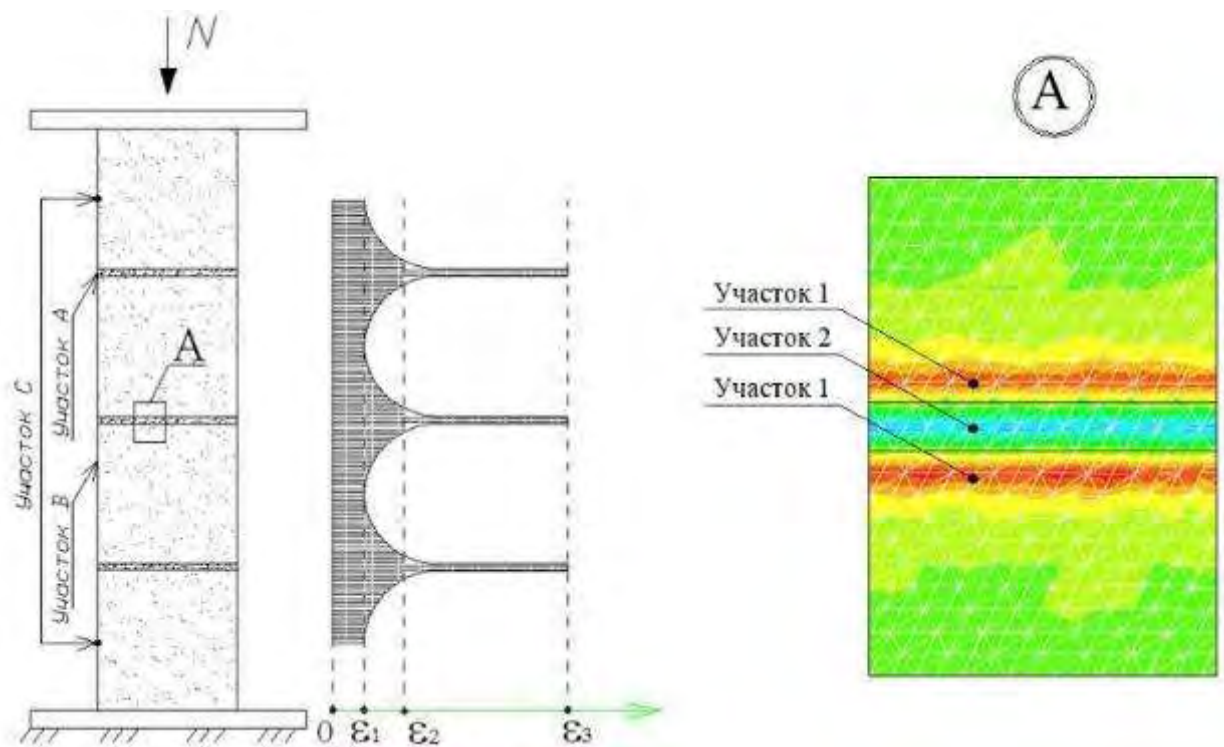


Рисунок. 3.6. Продольные относительные деформации на различных участках высоты опытных образцов.

$\epsilon_1=100 - 120 \cdot 10^{-5}$ – относительные деформации камня (участок В);

$\epsilon_2=170 - 200 \cdot 10^{-5}$ – относительные деформации образца (участок С);

$\epsilon_3=700 - 1000 \cdot 10^{-5}$ – относительные деформации шва (участок А);

Участок 1- растяжение грани камня, участок 2-сжатие раствора.

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его растяжению и более равномерному заполнению швов, а, следовательно, приводит к увеличению прочности кладки. Однако, если повышение подвижности раствора достигается введением органических пластификаторов, то это приводит к снижению его плотности и повышению деформативности. Поэтому для предотвращения возникновения в камне больших горизонтальных усилий, количество таких пластификаторов должно быть ограничено.

На прочность кладки оказывают влияние размеры и форма камней, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем и т. п.

В работе кирпичной (каменной) кладки на сжатие различают четыре стадии. Первая стадия (рисунок 3.7, а) соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рисунок 3.7, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (значение ее составляет 60– 80 % от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при

неизменной нагрузке не наблюдается. Но при увеличении нагрузки происходит возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении. Это третья стадия (рисунок 3.7, в). При длительном действии нагрузки, соответствующей этой стадии, даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую – стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки (рисунок 3.7, г).

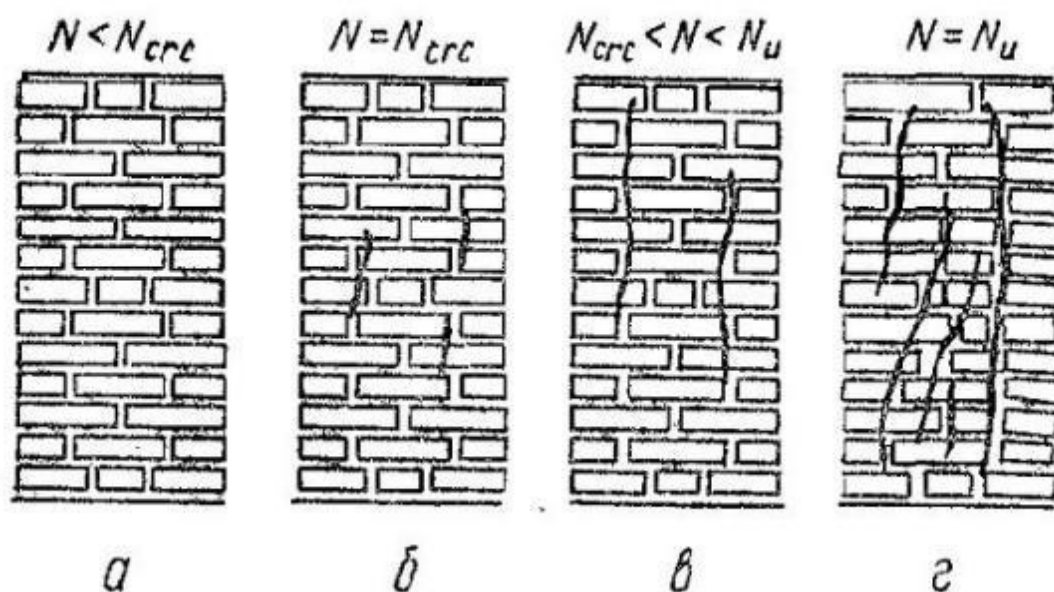


Рис 3.7. Стадии работы кладки при сжатии

a – первая; *б* – вторая; *в* – третья; *г* – четвертая (разрушение кладки)

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности $f_m = \infty$ называется конструктивной прочностью кладки. Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие f_b , умноженному на конструктивный коэффициент $A < 1$. Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме класса прочности кирпича f_b , на значение прочности кладки оказывают влияние прочность раствора f_m и вид кладки.

Рост прочности кладки с увеличением прочности раствора затухает. Даже при $f_m = \infty$ прочность кладки меньше f_b . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких классов (более 7,5) неэкономично.

Разрушение растянутой кладки может произойти по неперевязанному и перевязанному (рисунок 3.8, а, б) сечению. При неперевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах. При растяжении по перевязанному сечению кладка разрушается либо по раствору, либо по камням и раствору. Если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, кладка разрушается по раствору.

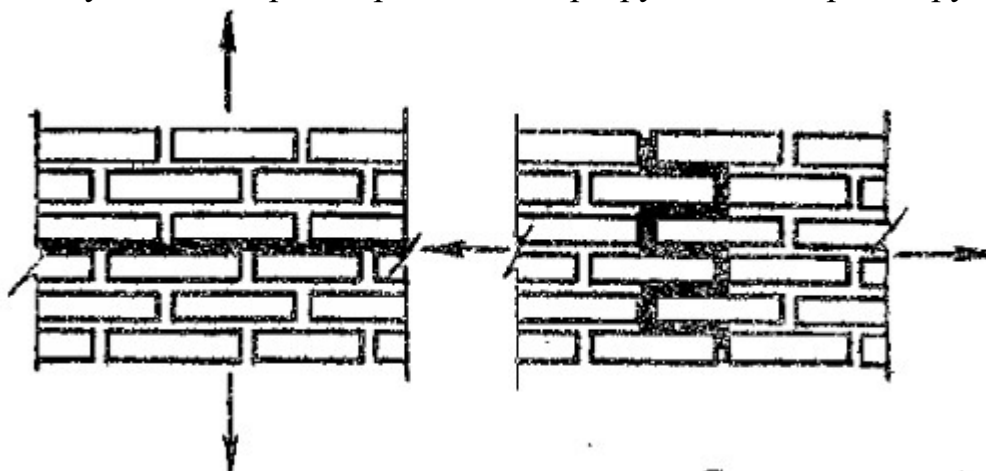


Рис .3.8. Схема разрушения кладки при растяжении

а – разрушение по неперевязанному сечению; б – разрушение по перевязанному сечению

Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению встречается в круглых резервуарах, силосах и других сооружениях, а растяжение неперевязанному сечению – во внецентренно сжатых стенах и столбах.

В некоторых конструкциях каменная кладка подвергается срезу. Срез может произойти как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

Характеристическое значение прочности кладки при сжатии

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки без продольного шва определяют следующим образом:

– для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

– для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения на тонкослойном кладочном растворе – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7}$$

где K – коэффициент в диапазоне 0,25...0,7 зависит от вида изделия;

f_b – приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия в направлении нагрузки, МПа;

f_m – прочность при сжатии кладочного раствора, МПа.

Характеристические значения прочности каменной кладки при сжатии, определяются как по формулам, так и по таблицам, приведенным в НД.

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) и растяжении при изгибе каменной кладки определяются как по формулам, так и по таблицам, приведенным в НД.

Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии, как правило, нелинейная (рисунок 3.9). При определении расчетных параметров каменной кладки допускается принимать параболическую, параболически-линейную или упрощенную прямоугольную диаграмму.

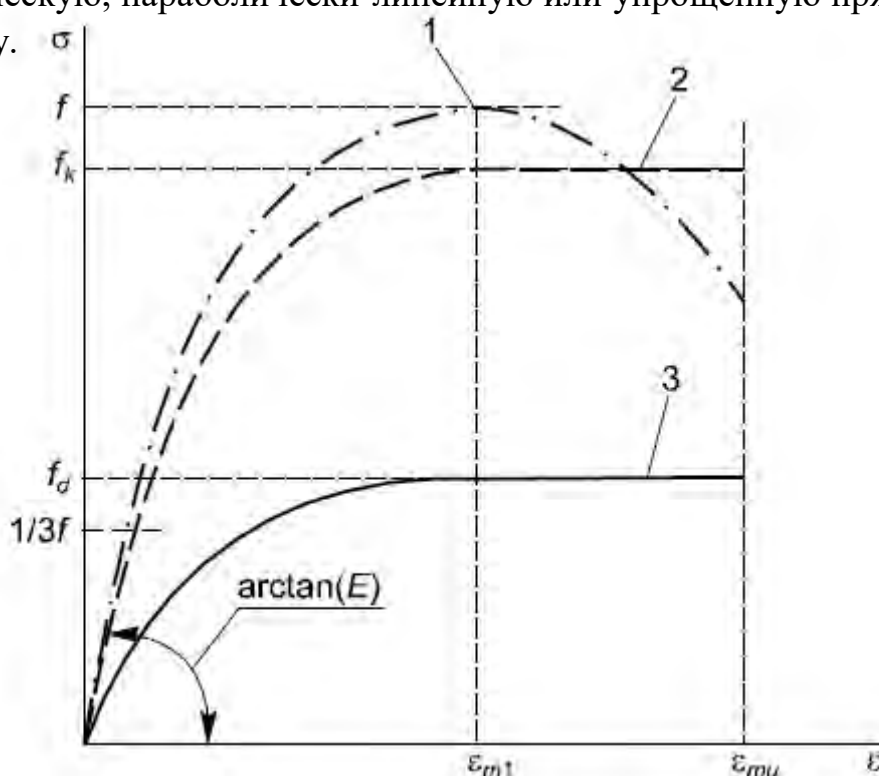


Рис. 3.9. Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии.

- 1 – фактическая диаграмма (параболическая);
- 2 – идеализированная диаграмма (параболически-линейная);
- 3 – расчетная диаграмма (параболически-линейная)

Кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии со стандартом. Таким образом, модуль упругости кладки – тангенс угла наклона касательной к кривой деформаций в начале координат, то есть,

$$E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el}}$$

Тема 3.2 Расчет неармированной каменной кладки при сжатии

Вертикально нагруженные стены

При проектировании вертикально нагруженных стен учитывают:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты II порядка;
- эксцентриситеты, возникающие из-за смещения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкций узлов опирания и схем передачи усилий от перекрытий на стены, взаимодействия с элементами жесткости (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);
- эксцентриситеты в связи с неточностями при производстве работ и различии показателей материалов отдельных частей конструкции.

Для учета отклонений при производстве работ применяют начальный (случайный) эксцентриситет e_{init} по всей высоте стены.

Допускается принимать $e_{init} = h_{ef}/450$, где h_{ef} – расчетная (эффективная) высота стены.

Расчетная (эффективная) высота стены из каменной кладки

При определении расчетной (эффективной) высоты стены следует учитывать относительную жесткость элементов конструкции, соединенных со стеной, и вид соединений.

Жесткость стены может быть увеличена опирающимися на нее перекрытиями или покрытием, поперечными стенами или любым другим жестким элементом конструкции, с которым соединена рассматриваемая стена (диафрагма жесткости).

За расчетную (эффективную) толщину t_{ef} однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, двухслойных стен с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов принимают фактическую толщину стен.

Проверка предельного состояния несущей способности стены из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки (базовый метод)

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение продольного усилия N_{Ed} , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rd} .

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины N_{Rd} при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки (Φ_i – в верхнем или нижнем сечении стены, Φ_m – в среднем сечении по высоте стены);

t – толщина стены;

f_d – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки.

Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки.

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки N_{Edc} не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rdc} при действии вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки

Стены из каменной кладки при действии нагрузки, перпендикулярной их поверхности.

При расчете стен из каменной кладки на изгиб от нагрузки, приложенной перпендикулярно их поверхности, необходимо учитывать:

- влияние гидроизоляционных слоев;
- условия опирания, неразрезность над промежуточными опорами (поперечными стенами, контрфорсами).

Однослойные стены с облицовочным слоем рассчитывают, как однослойные стены, полностью выполненные из изделий для каменной кладки с меньшей прочностью на растяжение при изгибе.

Вертикальный деформационный шов в стене рассматривают как край стены, на котором не происходит передача изгибающих моментов и поперечных усилий.

Для стен, опирающихся по краям, опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать как равномерно распределенные. Опорные закрепления могут создавать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

Стены из каменной кладки, работающие на срез/сдвиг.

При расчете стен из каменной кладки на действие усилий сдвига или среза учитывают жесткость самой стены, работающей на срез (сдвиг), и вводимых в расчет участков примыкающих стен.

В стене, высота которой превышает длину не менее чем в 2 раза, влияние деформаций, вызванных усилиями сдвига/среза, на жесткость допускается не учитывать.

Примыкающие стены или их участки допускается рассматривать как элементы диафрагм жесткости, если соединение стены, работающей на срез/сдвиг, с примыкающей стеной в состоянии воспринимать соответствующие усилия сдвига и участки примыкающей стены в пределах применяемой длины не теряют устойчивость.

Тема 3.3 Армокаменные конструкции

Мировой опыт строительства свидетельствует о том, что с древних времен и по настоящее время применяются материалы, состоящие из двух и более исходных компонентов. Сочетаются разные материалы для создания новых, обладающих более высокой прочностью, коррозионной стойкостью, имеющие меньшую массу, теплопроводность. Экскурс в историю подтверждает, что ещё в древнем Вавилоне строители использовали глину совместно с тростником. Веками сохраняются постройки древней Хивы в Средней Азии, выполненные из глины, армированной соломой. И в настоящее время в степных районах Украины и России некоторые сельскохозяйственные и жилые здания возводят из самана – глины с соломой. Армирование каменных конструкций стало широко применяться с 1835 г. благодаря работам Брюннеля, который впервые в большом объеме использовал сталь для стен шахт диаметром 18 м и высотой 13 м. Армирование выполнялось вертикальными и горизонтальными стержнями. Известны стенки Прусса толщиной в четверть и половину кирпича, армированные проволочной арматурой в двух направлениях, при этом горизонтальная арматура крепится к стойкам каркаса. Такая конструкция работает как навесная мембрана или как балка-стенка.

Изгибаемые элементы каменных конструкций.

За расчетный (эффективный) пролет l_{ef} однопролетных и неразрезных балок из каменной кладки, за исключением составных перемычек и балок-стенок, допускается принимать меньшее из двух значений (рисунок 3.10):

- расстояние между осями опоры;
- расстояние в свету между опорами с добавлением рабочей высоты поперечного сечения d .

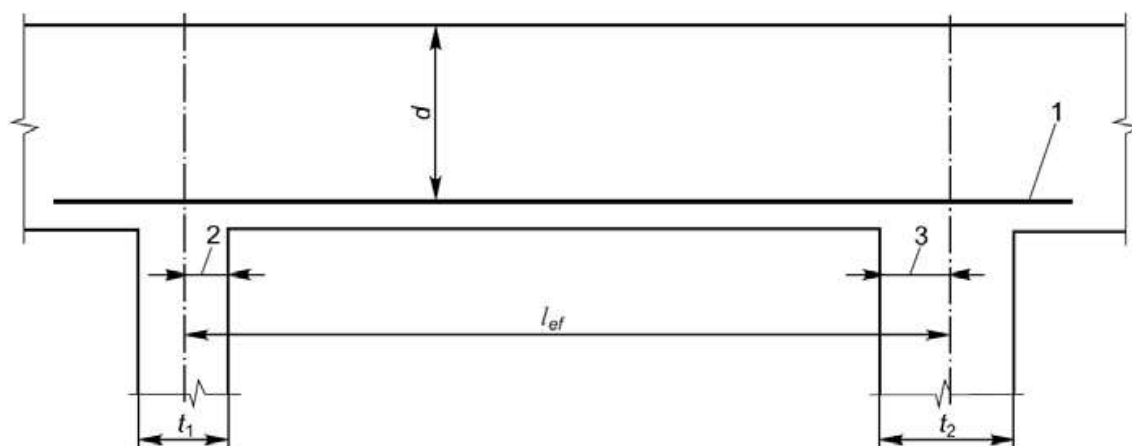


Рис. 3.10. Расчетный (эффективный) пролет однопролетной или неразрезной балки.

1 – арматура; 2 – $t_1/2$ или $d/2$, применяют меньшее из двух значений;
3 – $t_2/2$ или $d/2$, применяют меньшее из двух значений

Расчет сжатых столбов и простенков, армированных в горизонтальных швах кладки

Армирование горизонтальных швов кладки столбов и простенков допускается применять только в случаях, если повышение прочности кладочных изделий и кладочных растворов не обеспечивает требуемое сопротивление кладки сжатию и площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Столбы и простенки, армированные в горизонтальных швах кладки, выполняются из кладочных изделий группы 1 на кладочных растворах прочностью $f_m \geq 5$ МПа при высоте ряда кладки не более 150 мм. При этом должно соблюдаться условие

$$0.5 \leq b/t \leq 2$$

где b и t – размеры поперечного сечения столба или простенка (рисунок 5.11), мм.

Проверку предельного состояния несущей способности столба или простенка, армированного в горизонтальных швах кладки, при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют по тем же формулам, что и для неармированной кладки, при этом вместо расчетного значения прочности при сжатии неармированной каменной кладки f_d принимают расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки f_{dr} ,

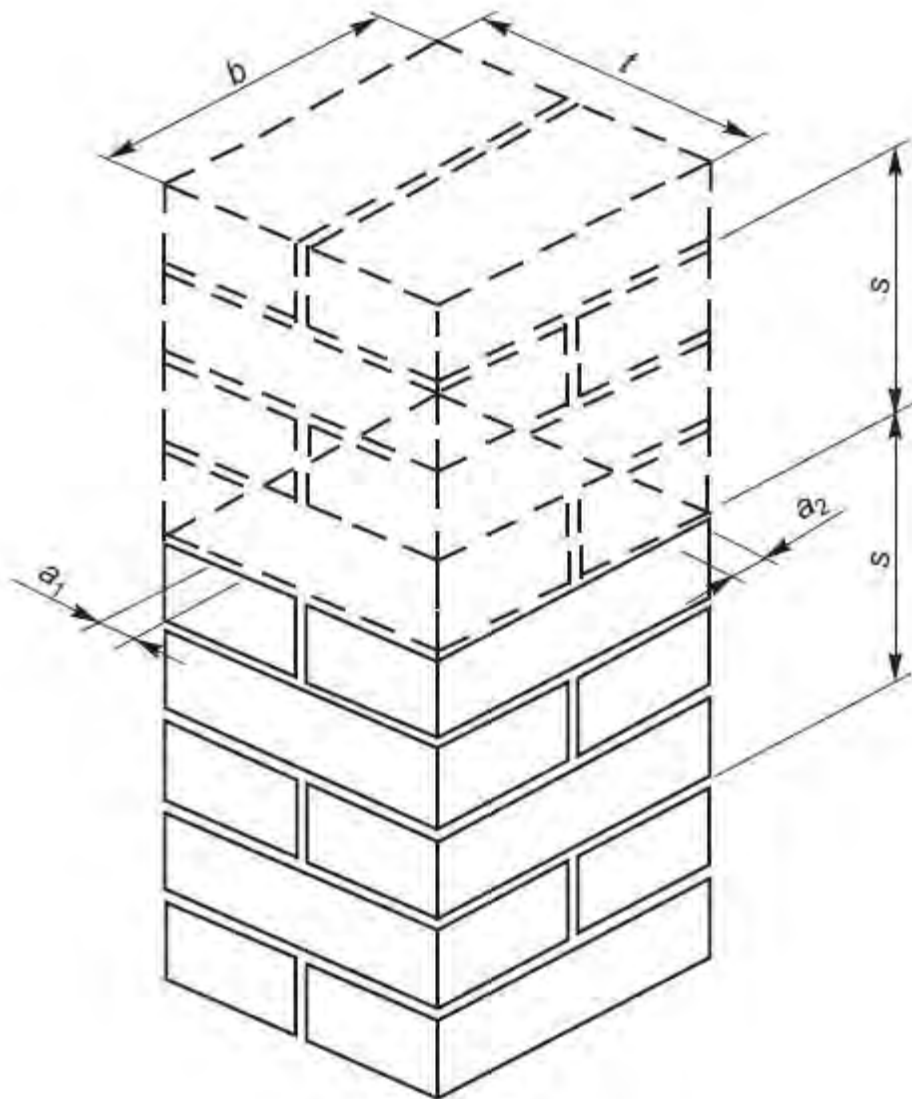


Рис. 3.11. Армирование столбов и простенков сетками в горизонтальных швах кладки

Тема 3.4 Каменные конструкции

Из камня возводят в основном стены зданий. Они могут быть сплошными или многослойными, из мелких камней или крупных блоков. Из камня выполняют также столбы, поддерживающие перекрытия и покрытия. Работа стен и столбов под нагрузкой зависит от конструктивной схемы зданий, а также от схемы их загрузки. Стены подразделяются на:

- несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра также нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов т.п.;
- самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей здания и ветровую нагрузку;

- несущие (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м; при большей высоте этажа эти стены относятся к самонесущим;

- перегородки – внутренние стены, воспринимающие нагрузки только от собственного веса и ветра (при открытых оконных проемах), в пределах одного этажа, при высоте не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа относятся к самонесущим.

Распределение усилий между элементами здания зависит от жесткости перекрытий (материала, конструкции и длины), толщины и высоты стен и наличия в них проемов, а также от соединений между конструктивными элементами здания.

Здание представляет собой пространственную систему из отдельных элементов, связанных между собой. Наличие связей между этими элементами обуславливает их совместную работу на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Обеспечение связей, примыкающих или пересекающихся стен между собой осуществляется перевязкой камней (иногда и армированием), а перекрытий и покрытий со стенами – анкерами.

На характер восприятия вертикальных нагрузок эти связи существенного влияния не оказывают (кроме повышенной устойчивости). В горизонтальном же направлении стены и столбы фактически опираются на перекрытия и стены в поперечных плоскостях. Поэтому в восприятии горизонтальных нагрузок наличие этих поперечных конструкций (опор) и расстояние между ними имеют определяющее значение. По степени жесткости горизонтальные опоры делятся на жесткие и упругие.

За жесткие опоры принимают: - поперечные устойчивые конструкции – поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см, железобетонные стены толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, отрезки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на горизонтальные нагрузки;

- покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями не более указанных в нормах (12...54 м). вышеупомянутые расстояния зависят от типа перекрытий и группы кладки;

- ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен;

За упругие опоры принимают покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными устойчивыми конструкциями, превышающих указанные в нормах, а также при отсутствии ветровых связей.

Деление кладок на группы выполняется в зависимости от вида кладки, прочности камней и растворов.

В зависимости от жесткости опор здания в целом делятся на здания с жесткой и упругой конструктивными схемами.

Отнесение здания к одной из конструктивных схем зависит от расстояния между поперечными устойчивыми конструкциями, жесткости покрытий или перекрытий и группы кладки, из которой выполнены стены.

К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся многоэтажные промышленные и гражданские здания с часто расположенными поперечными стенами. В этих зданиях ветровые и другие горизонтальные нагрузки, воспринимаемые продольными стенами, передаются от них на перекрытия, а от последних на поперечные стены, обладающие большой жесткостью в поперечном направлении (в своей плоскости). А усилия от поперечных стен передаются через фундаменты на грунт. Схемы передачи горизонтальных нагрузок имеют вид: продольные стены → перекрытия → поперечные стены → фундаменты → грунт. Чтобы осуществить такую последовательность передачи горизонтальных усилий, необходима высокая жесткость междуэтажных перекрытий и поперечных стен. В данном случае междуэтажные перекрытия рассматриваются как неподвижные – жесткие опоры, на которые опираются стены и столбы, как вертикальные балки, а поперечные стены служат опорами – устоями этих перекрытий. Предельные расстояния между поперечными стенами $l_{\text{пред}}$ при которых обеспечивается неподвижность в горизонтальной плоскости перекрытий диафрагм составляет от 24 до 54 м (для железобетонного перекрытия).

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся в основном одноэтажные промышленные здания, у которых, при отсутствии жестких горизонтальных связей, поперечные устойчивые конструкции располагаются на расстояниях, превышающих $l_{\text{пред}}$. В этом случае устойчивость здания создается поперечной устойчивостью самих продольных стен и столбов за счет их собственного веса и заделки в грунт, а также за счет жесткости покрытия.

Конструкции зданий с жесткой конструктивной схемой должны быть рассчитаны на вертикальные и горизонтальные (ветровые) нагрузки с учетом их возможного сочетания. Стены многоэтажных зданий, кроме нагрузки от собственного веса, рассчитываются на внецентренно приложенные к ним нагрузки от перекрытий.

В многоэтажных зданиях с жесткой конструктивной схемой стены и столбы рассматриваются как вертикальные неразрезные балки, опертые на неподвижные опоры - перекрытия. С целью упрощения расчета допускается рассматривать стену или столб расчленённым по высоте на однопролётные балки с расположением опорных шарниров в уровне низа плит или балок пе-

рекрытий. Нагрузка, действующая на стену или столб каждого этажа, состоит из нагрузки от вышележащего этажей и нагрузки от перекрытия, опирающегося на стену или столб рассматриваемого этажа.

Элементы здания с упругой конструктивной схемой рассматривают как конструкции рамной системы, выделяя один ряд поперечных конструкций. Стойками рам являются каменные стены и столы, жестко заделанные в фундаменты в уровне пола, а ригелями – покрытия и перекрытия, принимаемые абсолютно жесткими в своей плоскости и шарнирно связанными со стойками (стенами, столбами). Внутренними стойками являются столбы, чаще прямоугольного сечения.

Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Проектирование и расчет конструкций из каменной кладки осуществляют таким образом, чтобы при воздействиях, рассчитанных для предельного состояния эксплуатационной пригодности, не были превышены установленные проектом (стандартами) параметры конструкции, определяющие ее пригодность к нормальной эксплуатации.

Производят расчет деформаций, оказывающих неблагоприятное воздействие на конструкции (включая применяемые материалы) и техническое оборудование или нарушающих герметичность конструкций.

Влияние деформаций смежных конструкций, таких как плиты перекрытия или стены, на пригодность к нормальной эксплуатации элементов конструкции из каменной кладки, не допускается.

Стены из неармированной каменной кладки.

Чтобы исключить перегрузки или повреждения стены из каменной кладки, взаимодействие слоев которой происходит под нагрузкой, следует учитывать разные характеристики материалов слоев этой стены.

Для неармированной каменной кладки проверку предельного состояния эксплуатационной пригодности не производят, если расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности.

Повреждения, вызванные напряжениями, возникающими в местах закрепления стен, следует исключить путем соблюдения соответствующих требований и конструктивных решений при проектировании.

Деформации стен из каменной кладки, вызванные ветровым воздействием, особыми воздействиями толпы или удара, не должны оказывать влияние на пригодность стен к нормальной эксплуатации.

Стену, на которую действует нагрузка, перпендикулярная к ее поверхности и для которой расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, допускается рассматривать как

соответствующую требованиям пригодности к нормальной эксплуатации, если размеры стены ограничены.

Элементы конструкции из армированной каменной кладки.

При эксплуатации элементов конструкций из армированной каменной кладки не допускается появление трещин, размеры которых превышают допустимые, а также чрезмерных прогибов.

При ограничении размеров элементов конструкции из армированной каменной кладки считают, что прогиб стены под нагрузкой, перпендикулярной ее поверхности, или вертикальный прогиб балки из каменной кладки соответствует допустимому значению.

Если размеры элементов конструкции из армированной каменной кладки ограничены и при проектировании соблюдены конструктивные требования, считают, что при действии изгибающего момента ширина раскрытия трещин в каменной кладке соответствует требованиям пригодности к нормальной эксплуатации.

Материалы для каменной кладки

Кладочные изделия должны быть пригодными для соответствующего вида каменной кладки, их локального расположения и соответствовать предъявляемым к каменной кладке требованиям по долговечности. Кладочный раствор, бетон заполнения и арматура должны соответствовать виду кладочных изделий и требованиям к долговечности.

Прочность при сжатии кладочных растворов f_m , применяемых в армированной каменной кладке, должна составлять не менее 5 МПа.

Минимальная толщина стены.

Минимальная толщина стены должна обеспечивать ее устойчивость.

Минимальная толщина несущей стены t_{\min} должна составлять 200 мм.

Минимальная площадь стены.

Минимальная площадь поперечного сечения несущей стены должна составлять 0,04 м² с учетом борозд и выемок.

Перевязка каменной кладки.

Кладочные изделия укладывают с перевязкой при применении кладочного раствора согласно установленным правилам.

Для обеспечения свойства единого элемента конструкции в стене из неармированной каменной кладки кладочные изделия перевязывают порядно.

Размер перевязки кладочных изделий высотой до 250 мм в неармированной каменной кладке должен составлять не менее $0,4h_u$ (рисунок 3.12), или не менее 40 мм (принимают большее из значений). При применении кладочных изделий высотой более 250 мм размер перевязки должен составлять не менее $0,2h_u$ или не менее 100 мм (принимают большее из значений). На уг-

лах или в зонах соединения стен размер перевязки кладочных изделий должен быть не менее ширины изделия.

Примечание – с целью исключения отходов кладочных изделий длина стен и пилястр, размеры проемов и простенков должны быть по возможности кратны размерам кладочных изделий.

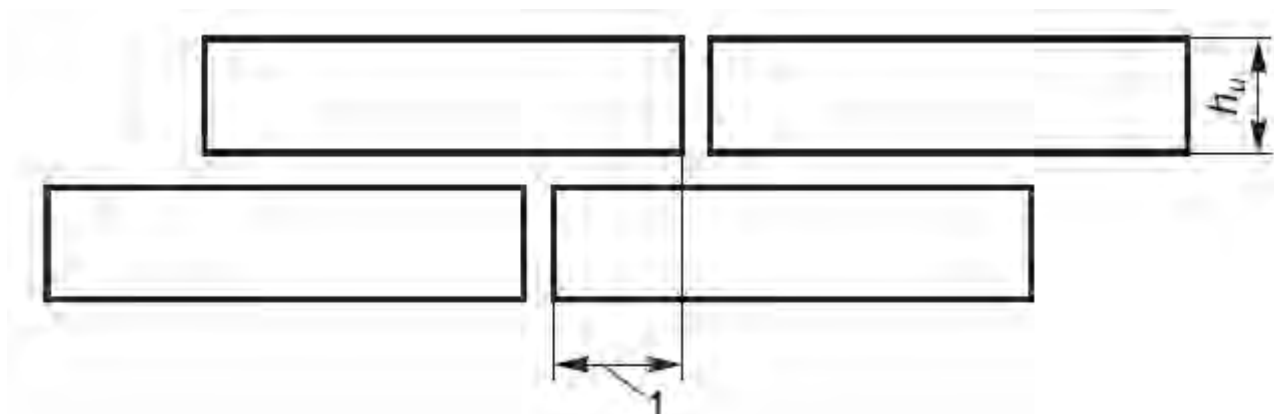


Рис. 3.12. Размер перевязки кладочных изделий. 1 – размер перевязки

Растворные швы.

Горизонтальные и вертикальные (стыковые) швы из стандартного и легкого кладочных растворов должны иметь фактическую толщину не менее 6 мм, но не более 15 мм. Горизонтальные и вертикальные (стыковые) швы из тонкослойного кладочного раствора должны иметь фактическую толщину не менее 0,5 мм, но не более 3 мм.

Примечание – В отдельных случаях швы толщиной от 3 до 6 мм допускается создавать с применением специального кладочного раствора, если в расчет был заложен стандартный кладочный раствор.

Горизонтальные растворные швы должны быть расположены горизонтально, если проектировщиком не заданы другие условия.

При применении кладочных изделий с растворными карманами вертикальные (стыковые) швы должны быть заполнены кладочным раствором по всей высоте изделия и не менее чем на 40 % его ширины. Вертикальные (стыковые) швы в армированной каменной кладке, подвергаемой изгибу и сдвигу, полностью заделываются кладочным раствором.

Опоры под сосредоточенной нагрузкой.

Передача сосредоточенной нагрузки на каменную кладку должна осуществляться на длине, рассчитываемой по ТКП, но не менее чем 90 мм. Применяют большее из двух значений.

Армирование.

Арматуру размещают таким образом, чтобы была обеспечена ее совместная работа с каменной кладкой.

Если в расчете принимается свободное опирание конструкции, необходимо предусматривать соответствующую анкеровку арматуры в каменной кладке.

В изгибаемых элементах арматура должна быть заведена за грань опоры, независимо от наличия зацементирования каменной кладки на опоре. За грань опоры заводится не менее 50 % требуемой в пролете растянутой арматуры, которая должна быть заанкерена.

В других случаях за грань опоры должно быть заведено не менее 25 % требуемой в пролете площади арматуры, заанкеренной соответствующим образом.

Защитный слой раствора.

Для получения прочного сцепления кладочного раствора с арматурой в горизонтальных швах, должны быть выполнены следующие требования:

– минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора (расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки (стены) должно составлять не менее 15 мм (рисунок 3.13).

– толщина защитного слоя кладочного раствора в горизонтальных швах, расположенных выше или ниже арматуры, для стандартного и легкого кладочного растворов должна быть такой, чтобы толщина швов превышала диаметр арматуры не менее чем на 5 мм.

Примечание – Если в одной или обеих опорных поверхностях кладочного изделия предусмотрена канавка для размещения арматуры, то минимальная толщина защитного слоя может быть обеспечена при более тонких швах.

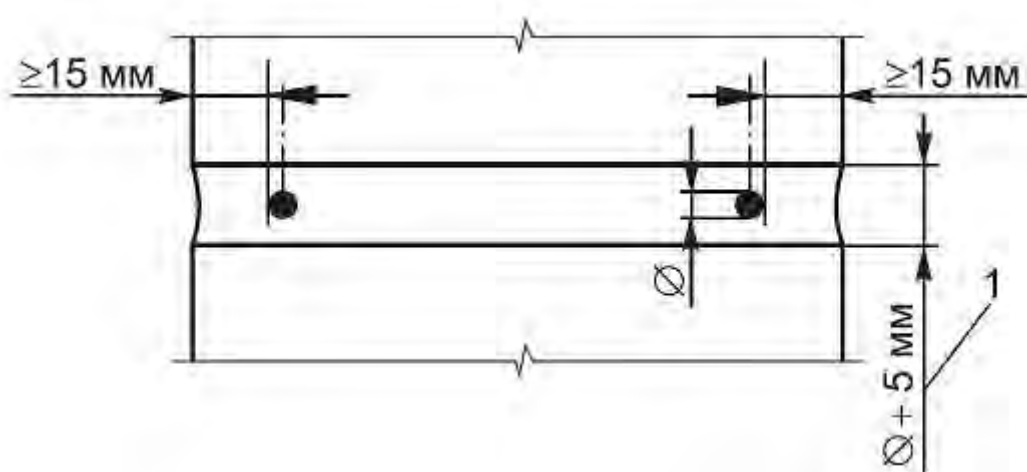


Рис. 3.13. Толщина защитного слоя арматуры в горизонтальных швах

1 – для стандартного и легкого растворов

При заполненных полостях или применении специальных соединений минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора или бетона

должна составлять 20 мм или соответствовать диаметру стержня. Применяют большее из значений.

Минимальная толщина защитного слоя торцевых концов всех арматурных стержней (кроме стержней из нержавеющей стали) должна соответствовать толщине арматурных стержней из конструкционной стали без слоя антикоррозионной защиты.

Минимальная площадь поперечного сечения арматуры.

В элементах конструкций из армированной каменной кладки, в которых арматуру учитывают при расчете сопротивления элемента, площадь поперечного сечения основной арматуры должна составлять не менее 0,05 % расчетной (эффективной) площади сечения каменной кладки. В этом случае площадь сечения каменной кладки определяется как произведение расчетной ширины и высоты поперечного сечения элемента конструкции.

В стенах, в которых арматура горизонтальных швов предусмотрена для повышения сопротивления горизонтальным (перпендикулярным к плоскости стены) воздействиям, общая площадь сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % общей площади поперечного сечения стены (т. е. 0,015 % по растянутой и сжатой граням сечения стены).

В случае, если армирование горизонтальных швов каменной кладки применяют для ограничения ширины раскрытия трещин и увеличения расстояния между деформационными швами, площадь поперечного сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % площади общего поперечного сечения стены.

В армированных в одном направлении двухслойных стенах, в которых промежуточные пространства заполняются раствором или бетоном, перпендикулярно основной арматуре, как правило, устанавливают поперечную арматуру, площадь сечения которой должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, определяемой как произведение общей ширины и расчетной высоты поперечного сечения элемента.

Если в каменной кладке требуется установка арматуры, работающей на сдвиг, то площадь ее поперечного сечения должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, определяемой как произведение общей ширины и расчетной высоты поперечного сечения.

Соединения стен с перекрытиями и покрытием.

Соединения стен, примыкающих к перекрытиям и покрытию, должны быть такими, чтобы горизонтальные расчетные нагрузки могли передаваться на перекрытия и покрытие.

Передачу горизонтальных нагрузок на элементы жесткости (связевые конструкции, поперечные стены) следует осуществлять через конструкции перекрытия или покрытия, например, монолитные или сборные железобетонные перекрытия или деревянное перекрытие, если конструкция перекрытия или покрытия работает как жесткий диск. Допускается выполнять монолитный железобетонный пояс, который в состоянии передавать действующие усилия сдвига и изгибающие моменты.

Усилия от стен на элементы жесткости должны передаваться посредством сил трения, возникающих между несущими элементами, или через анкерные устройства.

Длина опирания плит перекрытий и покрытия на стены должна обеспечивать достаточное сопротивление сжатию и сдвигу опорных участков каменной кладки. Следует учитывать допуски при изготовлении и монтажные допуски.

Минимальную длину опирания плит перекрытий и покрытий на стены определяют расчетом.

Железобетонные пояса.

В зданиях высотой более трех этажей устраивают монолитные железобетонные пояса, объединяющие все несущие стены здания. Монолитные железобетонные пояса размещаются в уровне каждого перекрытия или непосредственно под ним и должны быть в состоянии воспринимать расчетное значение растягивающего усилия (N), определяемого из условия

$$F_{line,per} = l_1 \cdot 10kN / m \leq 90kN$$

где l_1 – расстояние между поперечными стенами-диафрагмами жесткости, мм.

Железобетонные пояса должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения 150 мм^2 . Стыки арматуры выполняют согласно нормам и по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру допускается учитывать с полным поперечным сечением при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более $0,5 \text{ м}$ от середины стены и перекрытия. Площадь поперечного сечения железобетонных поясов должна составлять не менее $0,025 \text{ м}^2$.

Деформационные швы.

Температурно-усадочные швы в стенах следует устраивать в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных элементов, а также в местах значительного ослабления

стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами устанавливают расчетом.

Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами, которые допускается принимать без расчета в отапливаемых зданиях для неармированных наружных однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, а также для внутренних слоев двухслойных стен с воздушным зазором:

- из керамических кладочных изделий с заполненными вертикальными швами – 30 м, с незаполненными вертикальными швами – 25 м;

- из других видов кладочных изделий с заполненными вертикальными швами – 25 м, с незаполненными вертикальными швами – 20 м.

Перечень контрольных вопросов по 3 разделу.

25. Достоинства и недостатки каменной кладки. Материалы для каменных и армокаменных конструкций.
26. Стадии Н.Д.С. каменной кладки.
27. Расчетные сопротивления каменной кладки.
28. Деформативность каменной кладки. Понятие E.
29. Армокаменные конструкции. Способы армирования каменной кладки.
30. Виды каменной кладки.
31. Центральнo-сжатые элементы каменных и армокаменных конструкций.
32. Внецентреннo сжатые элементы каменных и армокаменных конструкций.
33. Расчет на смятие (местное сжатие) элементов каменных и армокаменных конструкций.
34. Последовательность расчета центрально-сжатого каменного столба.
35. Последовательность расчета внецентреннo сжатого простенка.
36. Проектирование каменных конструкций зданий. Здания с гибкой и жесткой конструктивной системой.

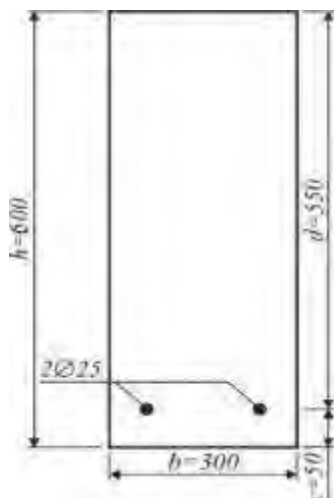
Содержание практических занятий по 2-3 разделу

ТЕМА 1. Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием

Цель занятия: Научиться определять, используя метод предельных усилий расчетную прочность нормальных сечений простой геометрической формы с одиночным армированием при действии изгибающих моментов.

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки прочности при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик бетона и арматуры. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.

Пример 1.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм. Бетон класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).
Растянутая арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа),
 $A_{st} = 982$ мм² ($2\text{Ø}25$ S500).
Изгибающий момент $M_{Sd} = 200$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Рабочая высота сечения $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм
2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 982}{1 \cdot 13,33 \cdot 300} = 130 \text{ мм}$$

3. Расчетная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{130}{550} = 0,235$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{s,\text{cu}}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где: $\omega = k_c - 0.008 \cdot f_{cd} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$k_c = 0.85$ для тяжелого бетона

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

$$\text{Т.к. } \xi = 0.236 < \xi_{\text{lim}} = 0.57$$

определяем предельный момент, воспринимаемый сечением

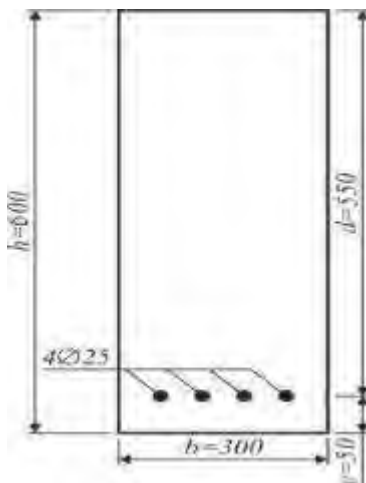
:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{x_{\text{eff}}}{2}\right) = 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 130 \cdot \left(550 - \frac{130}{2}\right) = 214316407 \text{ Н}\cdot\text{мм}$$

$$= 214.32 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

8. $M_{Rd} = 214.32 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{sd} = 200 \text{ кН}\cdot\text{м}$, т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 1.2



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$. Бетон класса $C^{20}/_{25}$

($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$). Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$),

$A_{st} = 3216 \text{ мм}^2$ ($4\text{Ø}25 \text{ S500}$).

Изгибающий момент $M_{sd} = 520 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

(алгоритм расчета по блок-схеме рис 1.)

1. Рабочая высота сечения $d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$

2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{\text{eff}} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \omega} = \frac{450 \cdot 3216}{0.85 \cdot 13.33 \cdot 300} = 425.8 \text{ мм}$$

3. Определяем значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{\text{eff}}}{d} = \frac{425.8}{550} = 0.774$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{s,\text{cu}}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где: $\omega = k_c - 0.008 \cdot f_{\text{cd}} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$k_c = 0.85$ для тяжелого бетона

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной.

Т.к. $\xi > \xi_{\text{lim}}$ принимаем $x_{\text{eff}} = x_{\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \cdot d = 0.57 \cdot 550 = 313.5$ мм

Определяем предельный момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{\text{Rd}} = \alpha \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{x_{\text{eff}}}{2}\right) = 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 313.5 \cdot \left(550 - \frac{313}{2}\right) = 419326792 \text{ Н}\cdot\text{мм}$$

$$= 419.33 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

8. $M_{\text{Rd}} = 419.33 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{\text{sd}} = 520 \text{ кН}\cdot\text{м}$, т.е. прочность сечения не обеспечена.

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

№1. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=200$ мм, $h=600$ мм, $c=50$ мм. Бетон класса $C^{12}/_{15}$. Растянутая арматура класса S400 ($2 \varnothing 18$) Изгибающий момент $M_{\text{sd}} = 140$ кН·м.

№2. Проверить прочность плиты прямоугольного сечения с размерами $b=1200$ мм, $h=180$ мм, $c=25$ мм. Бетон класса $C^{16}/_{20}$. Арматура класса S500 ($6 \varnothing 10$). Изгибающий момент $M_{\text{sd}} = 360$ кН·м.

№3. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=220$ мм, $h=560$ мм, $c=60$ мм. Бетон класса $C^{30}/_{37}$. Растянутая арматура класса S500 ($2 \varnothing 22$). Изгибающий момент $M_{\text{sd}} = 160$ кН·м.

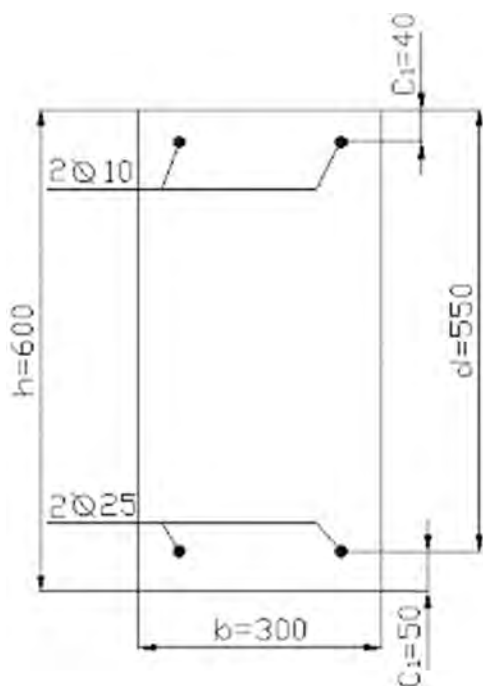
№4. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=300$ мм, $h=750$ мм, $c=70$ мм. Бетон класса $C^{16}/_{20}$. Растянутая арматура класса S500 ($8 \varnothing 25$). Изгибающий момент $M_{\text{sd}} = 460$ кН·м.

ТЕМА 2. Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием

Цель занятия: Научиться определять, используя метод предельных усилий расчетную прочность нормальных сечений простой геометрической формы с двойным армированием при действии изгибающих моментов.

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки прочности при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик бетона и арматуры. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.

Пример 2.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b=300$ мм

$l = 600$ мм, $c = 50$ мм, $c_1 = 50$ мм.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$

$f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).

Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа),

$A_{s1} = 982$ мм² (2Ø25 S500).

Сжатая арматура класса S 500, $A_{s2}=157$ мм² (2 Ø 10)

Изгибающий момент $M_{Sd} = 240$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

(алгоритм расчета по блок-схеме рис.2)

1. Рабочая высота сечения $d=h-c=600-50=550$ мм

2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 982 - 450 \cdot 157}{1 \cdot 13,33 \cdot 300} = 1092 \text{ мм}$$

3. Расчетная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{130}{550} = 0,198$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{s,\text{cu}}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где: $\omega = k_c \cdot 0.008 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$k_c = 0.85$ для тяжелого бетона

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

ной
Т.к. $\xi = 0.198 < \xi_{\text{lim}} = 0.57$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{\text{eff}} \cdot \left(d - \frac{x_{\text{eff}}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) = 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 130 \cdot \left(550 - \frac{130}{2}\right) + 450 \cdot 157 \cdot (550 - 40) = 25034080 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 250.34 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

8. $M_{Rd} = 250.34 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{sd} = 240 \text{ кН}\cdot\text{м}$, т.е. прочность сечения обеспечена.

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

№1. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=200\text{мм}$, $h=600\text{мм}$, $c=50\text{мм}$. Бетон класса $C^{12}/_{15}$. Растянутая арматура класса S400 ($2 \varnothing 18$) Сжатая S500 ($2 \varnothing 12$). Изгибающий момент $M_{sd} = 140 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

№2. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=220\text{мм}$, $h=560\text{мм}$, $c=60\text{мм}$. Бетон класса $C^{30}/_{37}$. Растянутая арматура класса S500 ($2 \varnothing 22$). Сжатая S500 ($2 \varnothing 12$). Изгибающий момент $M_{sd} = 160 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

№3. Проверить прочность балки прямоугольного сечения с размерами $b=300\text{мм}$, $h=680\text{мм}$, $c=50\text{мм}$, $c_1=40\text{мм}$. Бетон класса $C^{16}/_{20}$. Растянутая арматура класса S500 ($2 \varnothing 25$). Сжатая S500 ($2 \varnothing 12$). Изгибающий момент $M_{sd} = 315 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

ТЕМА 3. Расчёт изгибаемых элементов таврового сечения

Цель занятия: Научиться определять прочность, а также подбирать площадь поперечного сечения продольной арматуры элементов таврового профиля в зависимости от положения нейтральной оси.

Для решения задач данного типа необходимо обратить внимание на правила назначения эффективной ширины полки b_{eff} при расчете тавровых сечений.

В зависимости от положения нейтральной оси в сжатой зоне таврового или двутаврового сечения принято рассматривать два расчетных случая:

- при $x \leq h_f'$ – нейтральная ось пересекает полку;
- при $x > h_f'$ – нейтральная ось располагается вне полки и пересекает ребро таврового или двутаврового сечения.

Для выявления расчетного случая составляют уравнения моментов, либо продольных сил для полки таврового сечения. Для таврового (двутаврового) сечения с одиночным армированием условие, определяющее положение нейтральной оси в сечении, можно записать:

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

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

Для таврового (двутаврового) сечения с двойным армированием:

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

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

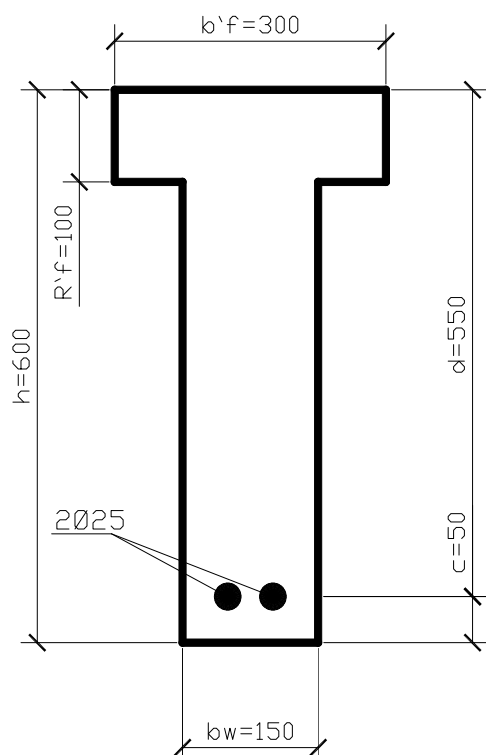
Если условие не выполняется, производят расчет таврового сечения, для которого равнодействующая усилий в сжатом бетоне определяется по формулам:

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

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

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

Пример 3.1



Дано:

Тавровое сечение с размерами $b'f = 300$ мм,

$b_w = 150$ мм, $h'f = 100$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм.

Бетон класса C20/25

($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа). Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа),

$A_{st} = 982$ мм² (2Ø25 S500).

Изгибающий момент $M_{Sd} = 200$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Положение границы сжатой зоны

$N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'f \cdot h'f = 13,33 \cdot 300 \cdot 100 = 339915 \text{ Н} = 339,9 \text{ кН}$ - продольная сила, воспринимаемая полкой таврового сечения

$N_s = f_{yd} \cdot A_{s1} = 450 \cdot 982 = 441900 \text{ Н} = 441,9 \text{ кН}$ - продольная сила, воспринимаемая арматурой

Так как $N_f = 339,9 \text{ кН} < N_s = 441,9 \text{ кН}$ – граница сжатой зоны находится в ребре и расчет ведется как для таврового сечения.

2. Определяем $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм

3. Расчетная высота сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b'f - b_w) \cdot h'f}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w} = \frac{450 \cdot 982 + 1 \cdot 13,33 \cdot (300 - 150) \cdot 100}{1 \cdot 13,33 \cdot 150} = 160 \text{ мм}$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{160}{550} = 0,29$$

5. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{s,\text{cu}}}(1 - \frac{\omega}{1.1})} = \frac{0.74}{1 + \frac{450}{500}(1 - \frac{0.74}{1.1})} = 0.57$$

где $\omega = k_c \cdot 0.008 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$k_c = 0.85$ для тяжелого бетона

6. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

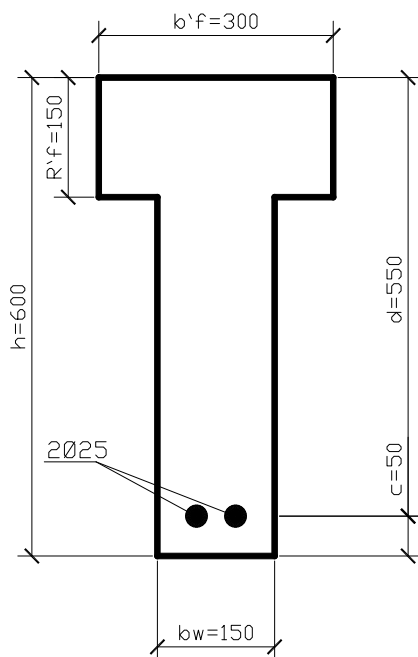
ной
Т.к. $\xi < \xi_{\text{lim}}$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{\text{eff}} \cdot (d - \frac{x_{\text{eff}}}{2}) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot (d - \frac{h_f}{2}) = 1 \cdot 13.33 \cdot 150 \cdot 160 \cdot (550 - \frac{160}{2}) + 0.85 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100 \cdot (550 - \frac{100}{2}) = 212786790 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 212 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

7. $M_{Rd} = 212 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

Прочность сечения обеспечена.

Пример 3.2



Дано:

Тавровое сечение с размерами $b_f = 300 \text{ мм}$, $b_w = 150 \text{ мм}$, $h_f = 150 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$.

Бетон класса $C^{20/25}$

($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$). Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$),

$A_{st} = 982 \text{ мм}^2$ ($2\text{Ø}25 \text{ S500}$).

Изгибающий момент $M_{sd} = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Положение границы сжатой зоны

$N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f = 13,33 \cdot 300 \cdot 150 = 509872 \text{ Н} = 509,8 \text{ кН}$ - продольная сила, воспринимаемая полкой таврового сечения

$N_s = f_{yd} \cdot A_{s1} = 450 \cdot 982 = 441900 \text{ Н} = 441,9 \text{ кН}$ - продольная сила, воспринимаемая арматурой

Так как $N_f=509,8\text{кН} > N_s=441,9\text{кН}$ – граница сжатой зоны находится в полке и расчет ведется как для прямоугольного сечения шириной $b_f = 300$ мм.

2. Определяем $d=h-c=600-50=550$ мм

3. Высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w} = \frac{450 \cdot 982}{1 \cdot 13.33 \cdot 300} = 130 \text{ мм}$$

4. Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{130}{550} = 0.235$$

5. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где $\omega = k_c \cdot 0.008 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$k_c = 0.85$ для тяжелого бетона

6. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

Т.к. $\xi = 0.236 < \xi_{lim} = 0.57$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = 13.33 \cdot 300 \cdot 130 \cdot \left(550 - \frac{130}{2}\right) = 214316407 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 214.32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

7. $M_{Rd} = 214.32 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно прочность сечения обеспечена.

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

№1. Проверить прочность балки таврового сечения с размерами $b_f=900\text{мм}$, $h_f=50\text{мм}$, $b_w=200\text{мм}$, $h=400\text{мм}$ $c=40\text{мм}$. Бетон тяжелый класса $C^{16}/_{20}$. Арматура класса S500 ($2 \varnothing 22$) Изгибающий момент $M_{sd} = 140\text{кН} \cdot \text{м}$.

№2. Проверить прочность балки таврового сечения с размерами $b_f=600\text{мм}$, $h_f=120\text{мм}$, $b_w=300\text{мм}$, $h=500\text{мм}$ $c=50\text{мм}$. Полка в растянутой зоне. Бетон класса $C^{30}/_{37}$. Арматура класса S500 ($2 \varnothing 18$). Изгибающий момент $M_{sd} = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

ТЕМА 4. Определение размеров прямоугольного профиля и расчет площади поперечного сечения продольной арматуры железобетонных элементов из условия прочности нормальных сечений при действии изгибающих моментов

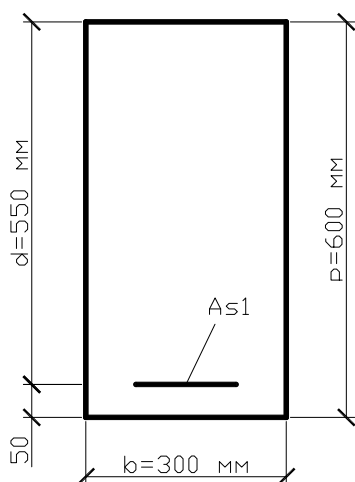
Цель занятия: *Научиться определять, используя метод предельных усилий требуемую по условиям прочности площадь поперечного сечения продольной арматуры, либо подбирать размеры прямоугольного профиля элементов железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов.*

Рассматриваются задачи двух типов:

- определение требуемой площади поперечного сечения продольной арматуры при известных геометрических параметрах элемента и расчетных характеристиках бетона и арматуры;
- определение размеров поперечного профиля железобетонного элемента и расчет требуемой площади поперечного сечения продольной арматуры при выбранных классах прочности бетона и арматуры.

Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в приложениях.

Пример 4.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b=300$ мм, $h=600$ мм. Бетон тяжелый класса $C^{20/25}$ ($f_{ck}=20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Изгибающий момент действующий в сечении $M_{Sd} = 430$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь поперечного сечения и диаметр продольной арматуры.

Решение:

1. Задаемся $c=50$ мм и определяем d
 $d=h-c=600-50=550$ мм

2. Определяем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{430 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,418$$

3. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega_c}{1 + \frac{\sigma_{s,\text{lim}}}{\sigma_{s,\text{cu}}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.743}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0.743}{1.1}\right)} = 0.575$$

$$\omega_c = 0.85 - 0.008 \cdot f_{cd} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.743$$

$$\alpha_{m,\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} (1 - 0.5 \cdot \xi_{\text{lim}}) = 0.575 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.575) = 0.409$$

4. Определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.418} = 0.593$
5. Сравниваем α_m и $\alpha_{m,\text{lim}}$. Так как $\alpha_m > \alpha_{m,\text{lim}}$ – по расчету требуется сжатая арматура.

$$A_{S2} = \frac{M_{Sd} - \alpha_{m,\text{lim}} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{430 \cdot 10^6 - 0.409 \cdot 1 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2}{450 \cdot (550 - 40)} = 41 \text{ мм}^2$$

Принимаем $A_{S2} = 57 \text{ мм}^2$ (2Ø6 S500)

6. Площадь растянутой арматуры A_{S1}

$$A_{S1} = \frac{A_{S2} \cdot f_{yd}}{f_{yk}} + \frac{\xi_{\text{lim}} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} = 57 + \frac{0.575 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550}{450} = 2445 \text{ мм}^2$$

Принимаем 3Ø25+3Ø20 ($A_{S1} = 2414 \text{ мм}^2$)

Пример 4.2

Дано:

Изгибающий момент $M_{Sd} = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Бетон тяжелый класса C^{20/25}

($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$). Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 450 \text{ МПа}$).

Требуется:

Определить размеры сечения балки и площадь сечения арматуры.

Решение:

1. Принимаем по конструктивным соображениям $b = 300 \text{ мм}$
2. Задаемся рекомендуемым по экономическим условиям, значением относительной высоты сжатой зоны $\xi = 0.35$
3. По приложению _ определяем $\alpha_m = 0.242$
4. Расчетная высота сечения $d = \sqrt{\frac{M_{Sd}}{\alpha_m \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{210 \cdot 10^6}{0.242 \cdot 300 \cdot 0.85 \cdot 13.33}} = 505 \text{ мм}$
5. Полная высота сечения $h = d + c = 505 + 50 = 555$. Округляем h до размера кратного 50 мм и принимаем равной 550 мм
6. $d = h - c = 550 - 50 = 500 \text{ мм}$

$$7. \quad \alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{210 \cdot 10^6}{0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 500^2} = 0.247$$

$$8. \quad \alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \xi_{lim} \cdot [1 - k_2 \cdot \xi_{lim}] = 0.81 \cdot (3.5 / (2.25 + 3.5)) \cdot [1 - 0.916 \cdot (3.5 / (2.25 + 3.5))] = 0.368$$

Так как $\alpha_m < \alpha_{m,lim}$ – сжатая арматура по расчету не требуется.

$$9. \quad \text{По таблице приложения 7 при } \alpha_m = 0.247 \quad \eta = 0.851$$

10. Требуемая площадь сечения растянутой продольной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{210 \cdot 10^6}{450 \cdot 0.851 \cdot 500} = 1096 \text{ мм}^2$$

Принимаем 3Ø22 ($A_{s1} = 1140 \text{ мм}^2$)

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

№1. Определить площадь сечения продольной арматуры для балки прямоугольного сечения с размерами $b = 350$ мм, $h = 600$ мм. Бетон класса С 12/15. Арматура класса S500. Изгибающий момент действующий в сечении $M_{sd} = 260$ кНм. Условие эксплуатации ХС3.

№2. Подобрать оптимальную высоту и площадь продольной арматуры для плиты шириной $b = 1200$ мм при действующем моменте $M_{sd} = 180$ кНм. Бетон тяжелый класса С 16/20. Растянутая арматура класса S500. Условие эксплуатации ХС3.

№3. Определить площадь сечения продольной арматуры для балки прямоугольного сечения с размерами $b = 300$ мм, $h = 650$ мм. Бетон класса С^{30/37}. Арматура класса S500. Изгибающий момент действующий в сечении 45 кНм. Условие эксплуатации ХС3.

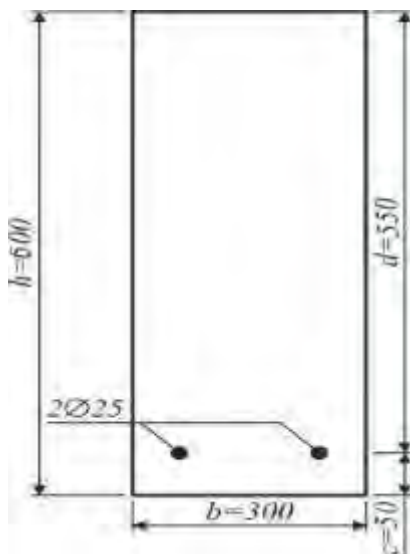
№4. Подобрать размеры поперечного сечения балки и площадь сечения продольной арматуры при изгибающем моменте $M_{sd} = 315$ кНм. Бетон тяжелый класса С^{25/30}. Растянутая арматура класса S500. Условия эксплуатации ХС3.

№5. Определить площадь продольной арматуры для балки прямоугольного сечения с размерами $b = 150$ мм, $h = 300$ мм. Бетон класса С^{20/25}. Арматура класса S500. Изгибающий момент действующий в сечении 430 кНм. Условие эксплуатации ХС3.

ТЕМА 5. Расчёт изгибаемых железобетонных элементов по упрощенной деформационной модели.

Цель занятия: Научиться определять, используя упрощенный деформационный метод расчетную прочность нормальных сечений простой геометрической формы с одиночным и двойным армированием при действии изгибающих моментов.

Пример 5.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).

Растянутая арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа,

$f_{yd} = 450$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа),

$A_{st} = 982$ мм² ($2\text{Ø}25$ S500).

Изгибающий момент $M_{Sd} = 200$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Рабочая высота сечения $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм

2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 982}{0,810 \cdot 0,85 \cdot 13,33 \cdot 300} = 160,49 \text{ мм}$$

3. Расчетная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{160,49}{550} = 0,291$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны (предельная):

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cur}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cur}} = \frac{3,5}{2,25 + 3,5} = 0,61 \quad \varepsilon_{sy} = f_{yd}/E_s = 450/20 \cdot 10^4 = 2,25\text{‰}$$

ε_{cu} — определяется по таблице приложения 1.

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной $\xi < \xi_{lim}$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$M_{Rd} = \omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - k_2 \cdot x_{eff}) = 0.81 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 16049 \cdot (550 - 0.416 \cdot 16049) = 21353189 \text{ В} \cdot \text{мм} = 213 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где k_2 – поправочный коэффициент определяемый по табл. приложения 8

6. $M_{Rd} = 213 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{sd} = 200 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т.е. прочность сечения обеспечена.

Допускается производить расчет с использованием таблиц приложения

7.

По значению $\xi = 0.291$ находим $\alpha_m = 0.207$, что менее $\alpha_{m,lim} = 0.368$, следовательно растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Находим величину предельного изгибающего момента, воспринимаемого сечением.

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0.207 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2 = 212846275 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 213 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

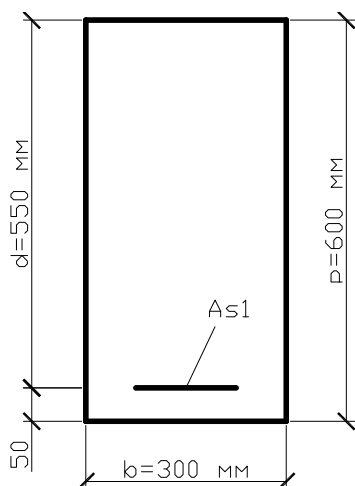
ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

Решить задачи темы 1 и 2 упрощенным деформационным методом и сравнить результаты с расчетами по методу предельных усилий.

ТЕМА 6. Расчет площади поперечного сечения продольной арматуры железобетонных элементов из условия прочности нормальных сечений при действии изгибающих моментов по упрощенной деформационной модели.

Цель занятия: Научиться определять, используя упрощенный деформационный метод, требуемую по условиям прочности площадь поперечного сечения продольной арматуры.

Пример 6.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерам:

$$b = 300 \text{ мм}, h = 600 \text{ мм}, c = 40 \text{ мм}.$$

Бетон тяжелый класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).

Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Изгибающий момент, действующий в сечении $M_{sd} = 200$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь поперечного сечения и диаметр продольной арматуры.

Решение:

1. Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 330 \cdot 550^2} = 0,194$$

2. Граничное значение коэффициента α_m :

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right] = 0,81 \cdot \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \cdot \left[1 - 0,416 \cdot \left(\frac{3,5}{2,25 + 3,5} \right) \right] = 0,368$$

По таблице приложения 1 для бетона $C^{20}/_{25}$ $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰,

по таблице прил. 8 $\omega_c = 0,81$, $k_2 = 0,416$.

Для арматуры S500 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{450}{20 \cdot 10^4} = 2,25 \text{ ‰}$$

Так как $\alpha_m = 0,194 < \alpha_{m,lim} = 0,368$, сжатая арматура по расчету не требуется и растянутая арматура достигает предельных деформаций.

$$\text{Тогда } \eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{c_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,194}{1,947}} = 0,888$$

$$\text{При } c_0 = \omega_c / k_2 = 0,81 / 0,416 = 1,947$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{200000000}{450 \cdot 0.888 \cdot 550} = 910 \text{ мм}^2$$

Принимаем: 2Ø25 S500 ($A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$).

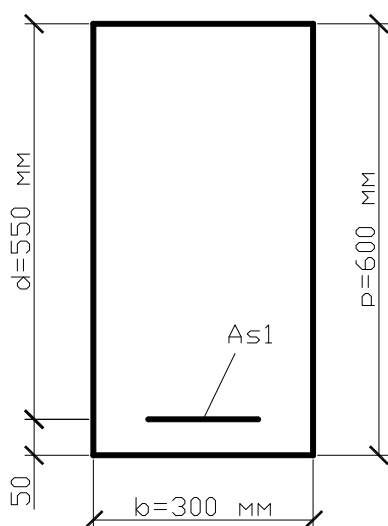
Выполняем расчет с использованием приложения 7:

При $\alpha_m = 0.194$ по приложения 7 устанавливаем, что деформированное состояние сечения соответствует области **2**, что означает достижение растянутой арматурой предельных деформаций.

При $\alpha_m = 0.194$ по приложению 2 $\eta = 0.888$, а требуемая площадь растянутой арматуры $A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$.

Как видно, при использовании приложения 7 трудоемкость расчета существенно упрощается.

Пример 6.2



Дано:

Прямоугольное сечение с размерам:

$b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм.

Бетон тяжелый класса C^{20/25}

($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1.5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1.5 = 13.33$ МПа). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 450$ МПа). Изгибающий момент, действующий в сечении

$M_{Sd} = 430$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь поперечного сечения и диаметр продольной арматуры.

Решение:

1. Определяем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{430 \cdot 106}{0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0.418.$$

2. Граничное значение

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left[1 - k_2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right] = 0.81 \cdot \left(\frac{3.5}{2.25 + 3.5} \right) \cdot \left[1 - 0.416 \cdot \left(\frac{3.5}{2.25 + 3.5} \right) \right] = 0.368$$

По таблице приложения 1 для бетона C^{20/25} $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰,

по приложению 8 $\omega_c = 0,81$, $k_2 = 0,416$.

Для арматуры S500 при $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{450}{20 \cdot 10^4} = 2.25 \text{ ‰}$$

$\alpha_m = 0.389 > \alpha_{m,lim} = 0.368$, свидетельствует о том что требуется арматура в сжатой зоне.

$\alpha_m = 0,418 \geq \alpha_{m,lim} = 0,368$ что свидетельствует о том что требуется арматура в сжатой зоне.

Тогда
$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{cd}}{E_s} = \frac{450}{20 \cdot 10^4} = 2.25 \text{ ‰}$$

Принимаем $K_{s2} = 1$ (полное использование сжатой арматуры), определяем величину требуемой площади арматуры в сжатой зоне сечения.

$$A_{s2} = \frac{M_{sd} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{430 \cdot 10^6 - 0.368 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2}{1 \cdot 450 \cdot (550 - 40)} = 224 \text{ мм}^2$$

Принимаем $2\emptyset 12$ с площадью $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$

Определяем

$$\alpha_m = \frac{M_{sd} - k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{430 \cdot 10^6 - 1 \cdot 450 \cdot 226 \cdot (550 - 40)}{0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0.367$$

Определяем величину относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \left[0.5 - \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{c_0}} \right] / k_2 = \left[0.5 - \sqrt{0.25 - \frac{0.367}{1.947}} \right] / 0.416 = 0.6$$

По приложению – при $c_1/d = 40/550 = 0.0727$, $k_{s2} = 1$

Находим величину требуемой площади растянутой арматуры

$$A_{s1} = \frac{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \xi + k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} = \frac{0.6 \cdot 0.810 \cdot 0.85 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550 + 1 \cdot 450 \cdot 226}{450} = 2245$$

Принимаем: $3\emptyset 25 + 3\emptyset 20$ ($A_{s1} = 2414 \text{ мм}^2$).

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

Решить задачи темы 4 упрощенным деформационным методом и сравнить результаты с расчетами по методу предельных усилий.

ТЕМА 7. Расчёт наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечной силы.

Цель занятия: Научиться определять расчетную прочность наклонных сечений изгибаемых элементов при действии поперечных сил, а также проектировать поперечное армирование для таких элементов.

Пример 7.1

Пример 2.6. По данным примеров 2.2 и 2.5 проверить сопротивление наклонного сечения плиты перекрытия. Толщина плиты $h = 80$ мм. Класс бетона плиты – $C^{20}/25$. Поперечная сила от внешней нагрузки $V_{Ed} = 21,35$ кН. Плита армирована плоскими сварными сетками из арматуры $\varnothing 8$ класса S500 с шагом 150 мм. Расчет выполняется для условной полосы шириной $b = 1000$ мм.

Расчетное значение сопротивления поперечной силе определяется по формуле (п. 6.2.2 [4])

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

где $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2, \text{ принимаем } k = 2,$$

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

здесь A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры,

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны,

d – полезная высота сечения.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{335}{1000 \cdot 50} = 0,0067 \leq 0,02;$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = \\ &= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 50 = 28502 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Так как $V_{Rd,c} = 28,502$ кН $>$ $V_{Ed} = 21,35$ кН, сопротивление наклонного сечения обеспечено.

Пример 7.2

Пример 3.4. Определить методом ферменной аналогии площадь и шаг поперечной арматуры монолитной второстепенной балки при следующих данных: класс бетона $C^{20}/_{25}$, класс поперечной арматуры – S500, продольная арматура – $2\varnothing 20$ класса S500, ширина ребра сечения балки $b_w = 200$ мм, полезная высота сечения $d = 415$ мм, максимальная поперечная сила – $V_{Ed,max} = 168,38$ кН.

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

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

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

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{415}} = 1,694 \leq 2$, принимаем $k = 2$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{628}{200 \cdot 415} = 0,0076 \leq 0,02 - \text{коэффициент армирования}$$

продольной арматурой;

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

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,694 \cdot (100 \cdot 0,0076 \cdot 20)^{1/3} \cdot 200 \cdot 415 = 41732 \text{ Н};$$

$$V_{Rd,c,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot 1,694^{3/2} \cdot 20^{1/2} \cdot 200 \cdot 415 = 28,645 \text{ кН}.$$

Так как $V_{Rd,c} = 41,732 \text{ кН} \leq V_{Ed} = 168,38 \text{ кН}$, необходим расчет поперечной арматуры

Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяется по эпюре поперечных сил (рис. 3.11).

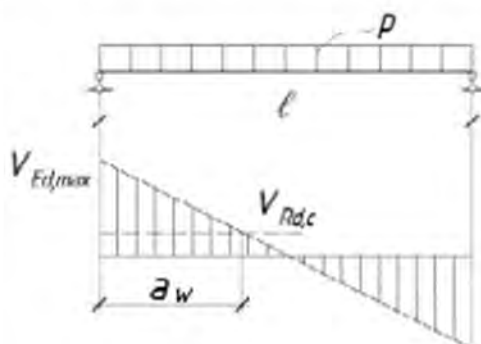


Рис. 7.1 К расчету наклонных сечений

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = \frac{V_{Ed,max} - V_{Rd,c,min}}{p} = \frac{168,38 - 41,732}{44,37} = 2,854 \text{ м.}$$

Согласно п. 6.2.3(5) [4] при равномерно распределенной нагрузке, приложенной по верхней грани элемента площадь поперечной арматуры на любом отрезке длиной $l = z \cdot \cot \theta$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} на этом отрезке.

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии от опоры

$$z_1 = d = 415 \text{ мм.}$$

Поперечное усилие в данном сечении

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 0,415 = 149,966 \text{ кН.}$$

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \cdot V_{Ed,max} \leq V_{Rd,max};$$

где: $V_{Rd,s}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием определяется по формуле:

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

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают, приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести, т.е.

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

Плечо внутренней пары сил

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 415 = 373,5 \approx 374 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.

Площадь поперечной арматуры

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{149,966 \cdot 10^3 \cdot 100}{374 \cdot 348 \cdot \cot 40^\circ} = 96,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по таблице П.4 Приложения 2Ø8 ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$).

Проверяем условие ограничения максимальной площади эффективной поперечной арматуры (п. 6.2.3 [4]):

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

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

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{101 \cdot 348}{200 \cdot 100} = 1,757 \text{ МПа},$$

$$0,5 \cdot v_1 \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 13,33 = 3,679 \text{ МПа},$$

Так как $1,757 < 3,679$ – условие выполняется.

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

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,552 \cdot 13,33 \cdot 200 \cdot 374}{\cot 40^\circ + \tan 40^\circ} = 271,01 \text{ кН};$$

Так как $V_{Ed,max} = 168,38 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 271,01 \text{ кН}$. – условие выполняется.

Расстояние от опоры до второго расчетного сечения

$$z_2 = d + z \cdot \cot \theta = 415 + 374 \cdot \cot 40^\circ = 860,7 \approx 861 \text{ мм}.$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,max} - p \cdot z_2 = 168,38 - 44,37 \cdot 0,861 = 130,177 \text{ кН}.$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{374 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{130,177 \cdot 10^3} = 120,3 \text{ мм}.$$

Максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{l,\max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) = 0,75 \cdot 415 \cdot (1 - \cot 90^\circ) = 311,3 \text{ мм.}$$

Расстояние от опоры до третьего расчетного сечения

$$z_3 = d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta = 415 + 2 \cdot 374 \cdot \cot 40^\circ = 1306,4 \approx 1306 \text{ мм.}$$

Действующее значение поперечной силы

$$V_{Ed} = V_{Ed,\max} - p \cdot z = 168,38 - 44,37 \cdot 1,306 = 110,433 \text{ кН.}$$

Требуемый шаг поперечной арматуры

$$s = \frac{z \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot \cot \theta}{V_{Ed}} = \frac{374 \cdot 348 \cdot 101 \cdot \cot 40^\circ}{110,433 \cdot 10^3} = 141,9 \text{ мм.}$$

Аналогично определяется шаг поперечных стержней по всей длине расчетного участка a_w . Результаты расчетов сведены в таблицу 3.3.

Таблица 3.3

Расстояние от опоры до расчетного сечения		Наименьшее значение поперечной силы в сечении	Шаг поперечных стержней по расчету,	Допустимый шаг, мм
z_i	мм	V_{Ed} , кН	мм	
d	415	149,966	104,5	100
$d + z \cdot \cot \theta$	861	130,177	120,3	
$d + 2 \cdot z \cdot \cot \theta$	1306	110,433	141,9	
$d + 3 \cdot z \cdot \cot \theta$	1752	90,644	172,8	
$d + 4 \cdot z \cdot \cot \theta$	2198	70,855	221,1	
$d + 5 \cdot z \cdot \cot \theta$	2644	51,066	306,8	300
$d + 6 \cdot z \cdot \cot \theta$	3089	31,321	500,2	

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ.

№1 Проверить прочность балки по наклонным сечениям прямоугольного профиля с размерами $b=200$ мм, $h=600$ мм, $c=50$ мм., Бетон класса $C^{12}/_{15}$. Растянутая продольная арматура класса S400 ($2\varnothing 18$), поперечная арматура $2\varnothing 8$ S500, шаг 100 мм. Поперечная сила $V_{sd}=140$ кН. Балка шарнирно опертая,

пролётом $l_{eff} = 3\text{ м}$. загружена двумя сосредоточенными силами, приложенных на равных расстояниях.

№2 Проверить прочность плиты по наклонным сечениям прямоугольного сечения с размерами $b=1200\text{ мм}$, $h=180\text{ мм}$, $c=25\text{ мм}$. Бетон класса $C^{20/25}$. Растянутая арматура класса S 500 ($6\varnothing 10$). Поперечная сила $V_{sd}=360\text{ кН}$. Поперечное армирование отсутствует.

№3 Подобрать диаметр и шаг поперечной арматуры для шарнирно опертой балки пролётом $1,8\text{ м}$, загруженной в третях сосредоточенными силами $P=70\text{ кН}$. Ширина сечения $b=200\text{ мм}$, $h=600\text{ мм}$, $c=35\text{ мм}$. Продольная растянутая арматура: $2\varnothing 20\text{ S500}$. Бетон класса $C^{16/20}$.

№4 Проверить прочность по наклонным сечениям балки таврового профиля с размерами $b_f=900\text{ мм}$, $h_f=100\text{ мм}$, $c=30\text{ мм}$, $h=500\text{ мм}$. Балка консольная – заземлённая длиной $l_{eff} = 3\text{ м}$, загружена на конце сосредоточенной силой $P = 100\text{ кН}$. Продольная арматура $2\varnothing 25\text{ S500}$, поперечная арматура $2\varnothing 8\text{ S400}$. Бетон класса $C^{12/15}$.

№5 Запроектировать поперечное армирование для свободно опертой балки таврового профиля пролётом 3 м . загруженной в два сосредоточенными силами $P=50\text{ кН}$ приложенными на равных расстояниях. Размеры поперечного сечения $b_f=700\text{ мм}$, $h_f=150\text{ мм}$, $c=50\text{ мм}$, $h=600\text{ мм}$. Продольная арматура - $2\varnothing 25\text{ S500}$, бетон класса $C^{12/15}$.

$$e_0 = M_{sd} / N_{sd} = 60 / 1200 = 50 \text{ мм}$$

$$\bar{b}_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot L_0 / h - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,243.$$

Принимаем в расчете $\bar{b}_e = 0,243$.

2. Определяем коэффициент увеличения изгибающего момента в расчетном сечении за счет прогиба элемента:

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - N_{sd} / N_{crit}} = 1,096.$$

3. Определяем с учетом прогиба расчетный эксцентриситет продольной силы относительно оси, проходящей через центр тяжести площади арматуры, расположенной у растянутой или менее сжатой грани сечения:

$$e_{s1} = (e_0 + e_a) \cdot \eta_{ns} + \left(\frac{d - c_2}{2} \right) = (50 + 20) \cdot 1,096 + 200 = 276,76 \text{ мм};$$

где $e_a = 20 \text{ мм}$ – случайный эксцентриситет согласно п.7.1.2.11 (СНБ).

4. Вычисляем значение граничной относительной высоты сжатой зоны (п.7.1.2.4, (СНБ)):

$$\xi_{\lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,LIM}}{\sigma_{cs,i}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = 0,545;$$

где $\omega = \kappa_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,716$

$\kappa_c = 0,85$ – для тяжелого бетона;

$\sigma_{s,LIM} = f_{yd} = 450 \text{ МПа}; \sigma_{cs,i} = 500 \text{ МПа}$.

5. Запишем в общем виде формулу (см.п.7.1.2.19 (СНБ)) расчета напряжений в арматуре менее сжатой или растянутой грани сечения:

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - X_{eff} / d}{1 - \xi_{\lim}} - 1 \right) \cdot f_{yd};$$

$$\sigma_s = 1528 - 4,396 \cdot X_{eff}.$$

6. Получим в общем виде выражение для расчета прочности сечения. Расчетная прочность сечения согласно п.7.1.2.19 (СНБ) определяется из условий равновесия:

$$M_{rd} = N_{rd} \cdot e_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \bar{b} \cdot X_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot X_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2);$$

$$N_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \epsilon \cdot X_{eff} + f_{yd} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1}.$$

Соотношение параметров напряженного состояния сечения элемента $(X_{eff}, \sigma_s, e_{s1})$ должно быть таким, чтобы соблюдалось равновесие внешних и внутренних усилий, связь между которыми можно выразить через эксцентриситет в виде:

$$\frac{M_{rd}}{N_{rd} \cdot e_{s1}} = 1.$$

Заменяя в этом соотношении величины \dot{I}_{rd} и N_{rd} на равные им внутренние усилия, получим:

$$\frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot \epsilon \cdot X_{eff} \cdot (d - 0,5 \cdot X_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{(\alpha \cdot f_{cd} \cdot \epsilon \cdot X_{eff} + f_{yd} \cdot A_{s2} - \sigma_s \cdot A_{s1}) \cdot e_{s1}} = 1;$$

или после преобразований с учетом известных исходных данных, имеем:

$$\Phi = \frac{6924,14 \cdot X_{eff} - 7,69 \cdot X_{eff}^2 + 74143,7}{9268,8 \cdot X_{eff} - 1228920} = 1.$$

Дальнейшее решение задачи сводится к определению итерационным методом последовательного подбора такого значения X_{eff} , чтобы левая сторона равенства (Φ) отвечала условию:

$$|\Phi - 1| \leq t;$$

где t – заданная точность расчета, соответствующая максимальному сближению значений N_{rdi} на соседних этапах итерационных циклов (при $t = 1 \cdot 10^{-2}$ достигается, как правило, удовлетворительная точность расчета).

7. Определяем прочность сечения колонны:

7.1 Вычисляем значение Φ , принимая диапазон варьирования для X_{eff} :

$$d \leq X_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d.$$

$$- X_{eff.1} = \xi_{lim} \cdot d = 0,545 \cdot 450 \approx 245 \text{ мм},$$

$$\Phi = 1,26, |\Phi - 1| > t;$$

$$- X_{eff.2} = \frac{X_{eff.1} + d}{2} = 347,5 \text{ мм},$$

$$\begin{aligned}
\Phi &= 0,78, |\Phi - 1| > t; \\
-X_{eff.3} &= \frac{X_{eff.2} + X_{eff.1}}{2} = 296,25 \text{ мм}, \\
\Phi &= 0,96, |\Phi - 1| > t; \\
-X_{eff.4} &= \frac{X_{eff.3} + X_{eff.1}}{2} = 270,6 \text{ мм}, \\
\Phi &= 1,08, |\Phi - 1| > t; \\
-X_{eff.5} &= \frac{X_{eff.4} + X_{eff.3}}{2} = 283,4 \text{ мм}, \\
\Phi &= 1,02, |\Phi - 1| > t; \\
-X_{eff.6} &= \frac{X_{eff.5} + X_{eff.3}}{2} = 289,84 \text{ мм}, \\
\Phi &= 0,985, |\Phi - 1| > t; \\
-X_{eff.7} &= \frac{X_{eff.6} + X_{eff.5}}{2} = 286,6 \text{ мм}, \\
\Phi &= 0,999, |\Phi - 1| < t.
\end{aligned}$$

Точность расчета удовлетворяется.

7.2 Проверяем прочность сечения колонны.

$$X_{eff} = 286,6 \text{ мм}, \zeta_{eff} = 0,637 > \zeta_{lim} = 0,545, \sigma_s = 268 \text{ МПа}$$

Определяем величину предельной продольной силы, воспринимаемой сечением: $N_{zd} = 0,85 \cdot 16,7 \cdot 300 \cdot 2866 + 450 \cdot 1140 - 268 \cdot 1140 = 1428 \text{ кН}$.

Поскольку выполняется условие:

$$N_{zd} = 1428 \text{ кН} > N_{sd} = 1200 \text{ кН}, \text{ прочность колонны обеспечена.}$$

Пример 8.2

Дано: колонна многоэтажного рамного каркаса с размерами сечения $b=450 \text{ мм}$, $h=500 \text{ мм}$, $c=50 \text{ мм}$, $c_1=50 \text{ мм}$. Бетон тяжелый $C^{35}/_{45}$. ($f_{ck}=35 \text{ МПа}$, $\gamma_c=1,5$, $f_{yd}=35/1,5=23,3 \text{ МПа}$). Арматура класса S400 ($f_{yk}=400 \text{ МПа}$, $f_{yd}=365 \text{ МПа}$) симметрично расположена в сечении. В расчетном сечении действует продольная сила $N_{sd}=1800 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{sd}=410 \text{ кН}$ определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. Расчетная длина колонны $6,8 \text{ м}$.

Требуется: Определить площадь сечения арматуры.

Решение:

С учетом условий задачи, полный эксцентриситет приложения продольной силы равна

$$l_{tot} = l_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{410}{1800} = 0.227\text{ м} = 227\text{ мм}$$

Изгибающий момент относительно центра растянутой арматуры равна:

$$M_{sd,1} = N_{sd} \cdot l_{si} = N_{sd} (l_{tot} + 0.5h - c) = 1800(0.227 + 0.5 \cdot 0.5 - 0.05) = 768\text{ кНм}$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{N_{sd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1800 \cdot 10^3}{0.810 \cdot 0.85 \cdot 23.3 \cdot 400 \cdot 450} = 0.623$$

Для бетона класса C³⁵/₄₅ и арматуры класса S 500 по прил. 7 находим $\xi_{lim} = 0.657$ и $\alpha_{m,lim} = 0.387$.

Поскольку выполняется условие $\xi < \xi_{lim}$ сечение находится в области деформирования 2 и коэффициенты $K_{s1}=1.0$ и $K_{s2}=1.0$.

Требуемая площадь сжатой арматуры

$$A_{s2} = \frac{M_{sd1} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{K_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} = \frac{768 \cdot 10^3 - 0.387 \cdot 0.85 \cdot 23.3 \cdot 400 \cdot 450^2}{1.365 \cdot (500 - 50)} = 896\text{ мм}^2$$

Поскольку гибкость колонны $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{l_0}{0.289 \cdot h} = \frac{6800}{0.289 \cdot 500} = 47$ минимальный процент армирования, установленный нормами равен 0,2%.

Площадь как сжатой так и «растянутой арматуры» должна быть не менее $A_{s,min} = \mu_{min} \cdot b \cdot d = 0.2 \cdot 400 \cdot \frac{500}{100} = 400\text{ мм}^2$.

Окончательно принимаем для «растянутой» и сжатой арматуры 2Ø 25 S400 ($A_{s1}=A_{s2}=982\text{ мм}^2$)

ЗАДАЧИ ДЛЯ САМОСТОЯТЕЛЬНОГО РЕШЕНИЯ

№1. Определить площадь сечения арматуры колонны многоэтажного рамного каркаса с размерами сечения $b=350\text{ мм}$, $h=350\text{ мм}$, $c=50\text{ мм}$, $c_1=50\text{ мм}$. Бетон тяжелый класса C³⁰/₃₇. Арматура класса S 500. Продольная сила, действующая в сечении $N_{sd}=32000\text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{sd}=740\text{ кНм}$, определенный с учетом случайного эксцентриситета и влияния продольного изгиба. Расчетная длина колонны 5,7 м.

№2. Проверить прочность колонны прямоугольного сечения для многоэтажного несмещаемого каркаса с размерами $b=400\text{ мм}$, $h=400\text{ мм}$, $c_1=c_2=50\text{ мм}$ и расчетной длиной $L_0=3600\text{ мм}$. Продольная сила, действующая в сечении $N_{sd}=1370\text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{sd}=62\text{ кНм}$. Бетон тяжелый класса C³⁵/₄₅. Арматура S500 (2Ø 25 наиболее нагруженных граней сечения).

№3. Определить площадь сечения арматуры колонны с размерами сечения $b=320\text{ мм}$, $h=450\text{ мм}$, $c_1=c_2=55\text{ мм}$. Бетон тяжелый класса C²⁵/₃₀. Арматура класса S 500. . Продольная сила, действующая в сечении $N_{sd}=21000\text{ кН}$ и изгибающий момент $M_{sd}=230\text{ кНм}$, определенный с учетом случайного

эксцентриситета и влияния продольного изгиба. Расчетная длина колонны 4,8 м.

№4. Проверить прочность заземленной, свободно стоящей стойки прямоугольного сечения с размерами $b=300\text{мм}$, $h=300\text{мм}$, $c_1=c_2=60\text{мм}$ и длиной 1500мм. Продольная сила, действующая в сечении $N_{sd}=1100\text{кН}$. Изгибающий момент $M_{sd}=0\text{кНм}$. Бетон тяжелый класса $C^{35}/45$. Арматура S500 (по 4 \varnothing 18 у наиболее нагруженных граней сечения).

ТЕМА 9. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Цель занятия: *Научиться выполнять расчет каменных и армокаменных конструкций на центральное сжатие.*

Пример 9.1

Требуется рассчитать кирпичный столб многоэтажного производственного здания. План и разрез здания приведены на рис. 9.1.

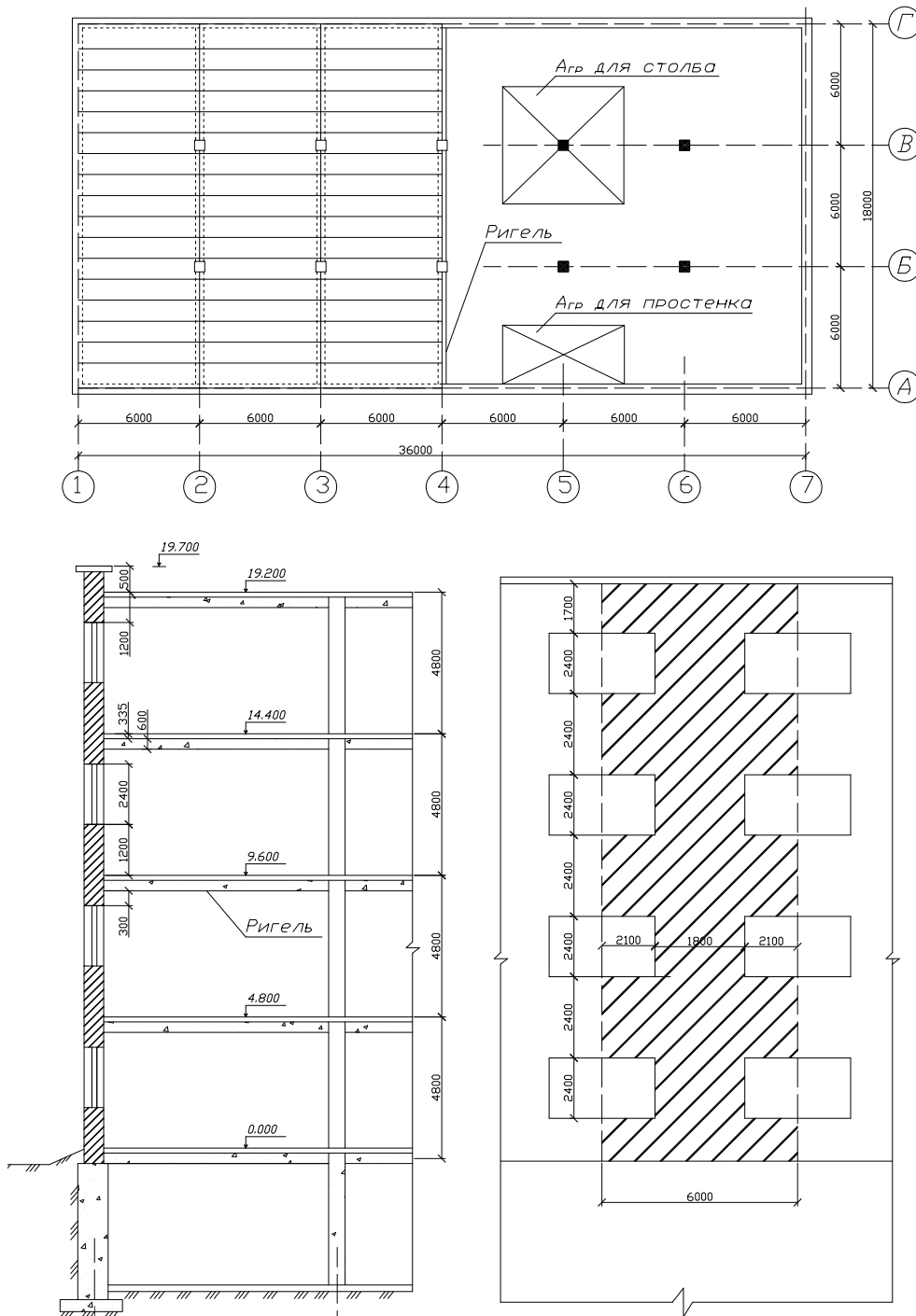


Рис. 9.1. План, разрез и фрагмент фасада здания

Расчетная нагрузка на 1 м^2 покрытия

$$q_{\text{покр}} = 5.93 \text{ кПа}$$

Расчетная нагрузка на 1 м^2 перекрытия

$$q_{\text{пер}} = 15.95 \text{ кПа}$$

Грузовая площадь, с которой передается нагрузка от покрытия и перекрытий.

$$A_{\text{гр}} = 6 \times 6 = 36 \text{ м}^2$$

Прочность столба должна быть, как правило, проверена на всех этажах здания. В соответствии с изменениями величины нагрузки по высоте здания сечение столба следует изменить через каждые 2-3 этажа.

1. Для примера рассчитаем кирпичный столб 3^{го} этажа. Для верхних этажей (3^{го} и 4^{го}) принимаем сечение столба $510 \times 640 \text{ мм}$. Поскольку наименьший размер столба $h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$, принимаем $m_g = 1$ и расчетные нагрузки на столб определяем без из разделения на длительно действующую (N_g) и кратковременно действующую (N_{sh}) части.

Расчетная нагрузка на столб от покрытия

$$N_{\text{покр}} = 5.93 \times 36 = 213.5 \text{ кН}$$

Расчетная нагрузка на столб от перекрытия

$$N_{\text{пер}} = 15.95 \times 36 = 574.2 \text{ кН}$$

Расчетная продольная сила по сечению на уровне пола 3 этажа

$$N = N_{\text{покр}} + N_{\text{пер}} + 2P_{\text{св}} = 213.5 + 574.2 + 2 \times 0.51 \times 0.64 \times 4.8 \times 18 \times 1.1 = 849.7 \text{ кН}$$

Расчетная длина элемента (столба)

$$L_0 = H_{\text{эт}} - h_{\text{пер}} = 4800 - 335 = 4465 \text{ мм}$$

2. Упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$ (табл. П.4). Гибкость столба $\lambda_h = 4465 / 510 = 8.75$

3. Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0.92 - 0.02 / 1 \times 0.75 = 0.905$
 $h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$

4. Площадь сечения столба $A = 0.51 \times 0.64 = 0.3264 \text{ м}^2$.

6. 7. Так как $A = 0.3264 \text{ м}^2 > 0.3 \text{ м}^2$, расчетное сопротивление кладки умножается на коэффициент $\gamma_c = 1.0$.

8. Требуемое сопротивление кладки

$$R^{\text{треб}} = \frac{N}{\gamma_c \cdot \varphi \cdot A} = \frac{849700}{1.0 \cdot 0.905 \cdot 326400} = 2.876 \text{ МПа}$$

11. Принимаем кладку из кирпича марки 100 на растворе М75 $R = 1.7 \text{ МПа}$ (табл. П.1)

и усиливаем кладку сетчатым армированием.

$R_{sk} = R_{\text{треб}} = 2.876 < 2.0 \times R = 2.0 \times 1.7 = 3.4$ МПа (так как $\lambda_h = 8.75 < 15$ можно применять косвенное армирование).

12. Необходимый процент армирования

$$\mu_1 = \frac{R_{sk} - R}{2 \cdot R_s} \cdot 100 = \frac{2.876 - 1.7}{2 \cdot 250} \cdot 100 = 0.235 < \frac{50 \cdot 1.7}{250} = 0.34\% \text{ принимаем } \mu = 0.3\%.$$

13. Нормативное сопротивление армированной кладки

$$R_{su} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_{sn}}{100} = 2 \cdot 1.7 + \frac{2 \cdot 0.3 \cdot 300}{100} = 5.2 \text{ МПа};$$

Упругая характеристика армированной кладки

$$\alpha_{sk} = 1000 \cdot \frac{3.4}{5.2} = 654;$$

$R_{sn} = 500 \cdot 0.6 = 300$ МПа. (п. 3.20 [1])

14. При $\alpha_{sk} = 654$ и $\lambda_h = 8.76$ $\varphi = 0.872$.

$$15. \quad R_{\text{треб}} = \frac{849700}{0.872 \cdot 326400} = 2.99 \text{ МПа} < 2 \cdot R = 3.4 \text{ МПа}$$

$$16. \quad \mu_2 = \frac{R_{\text{треб}} - R}{2 \cdot R_s} \cdot 100 = \frac{2.99 - 1.7}{2 \cdot 250} \cdot 100 = 0.258\%$$

17. Задаемся диаметром стержней сеток $\varnothing = 5$ мм ($A_{st} = 19.6 \text{ мм}^2$) и размером ячейки $c = 50$ мм. Шаг сеток

$$s = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{\mu_2 \cdot c} = \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 100}{0.300 \cdot 50} = 304 \text{ мм}$$

Принимаем шаг сеток по высоте равным:

$$s = \frac{304}{77} = 3.9 \cong 3 \text{ рядам кирпича}$$

18. Фактический процент армирования

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{s \cdot c} = \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 100}{3 \cdot 77 \cdot 50} = 0.339\%$$

19. Фактическое расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{sk} = 1.7 + \frac{2 \cdot 0.339 \cdot 250}{100} = 3.4 \text{ МПа.}$$

20. Продольная сила, воспринимаемая армированной кладкой столба.

$N_{\text{сеч}} = 0.872 \times 3.4 \times 326400 = 966\,287 \text{ Н} > N = 849700 \text{ Н}$ условие выполняется.

(если принять шаг сеток через 4 ряда $N_{\text{сеч}} = 846\,747 \text{ Н}$, что меньше внешнего усилия)

ТЕМА 10. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Цель занятия: *Научиться выполнять расчет каменных и армокаменных конструкций на внецентренное сжатие.*

Пример 10.1

Требуется рассчитать простенок I этажа производственного здания, план и разрез которого приведен в примере 9.1. Наружные стены толщиной 380 мм – кирпичные из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования ($\rho=1800\text{кг/м}^3$). Размеры оконных проемов – 4.2×2.4 м, ширина простенка 1.8 м, простенок усилен пилястрой с размерами сечения 130×640 мм.

1. Для расчета стены мысленно вырезаем двумя вертикальными плоскостями полосу, равную расстоянию между осями соседних проемов.

Расчетная схема стены при расчете на вертикальные нагрузки принимается в виде однопролетных балок с шарнирными опорами на уровне перекрытия.

Расчетная длина элемента

$$L_0 = H_{\text{эт}} - h_{\text{пер}} = 4800 - 335 = 4465 \text{ мм}$$

Суммарная нагрузка N от верхних этажей складывается из следующих нагрузок:

— от собственной массы кладки стены толщиной 380 мм ($\rho=1800\text{кг/м}^3$) и одного слоя штукатурки толщиной 20 мм ($\rho=2200\text{кг/м}^3$) от сечения по низу ригеля 1^{го} этажа (отметка + 3.865) до верха карнизного участка (отметка +19.700);

— от собственной массы пилястры с размерами сечения 130×640 мм (от отметки + 3.865 до отм. + 18.265);

— от постоянных и снеговых нагрузок на покрытие

$$q_{\text{покр}} = 4.95 + 0.98 = 5.93 \text{ кПа (см. пример 3);}$$

— от постоянной и временной (полезной) нагрузок на перекрытие

$$q_{\text{пер}} = 3.95 + 12.00 = 15.95 \text{ кПа (см. пример 3);}$$

Геометрические характеристики сечения 1-1

Сечение	$A, \text{мм}^2$	$h-y, \text{мм}$	$i, \text{мм}$
1-1	767 200	217.6	131

Грузовая площадь, с которой передается нагрузка от покрытия и перекрытий

$$A_{\text{гр}} = 3 \times 6 = 18 \text{ м}^2.$$

Таким образом,

$$N_1 = [(19.7 - 3.865) \cdot 6.0 \text{ м} - 4.2 \cdot 2.4 \cdot 3 (\text{окна})] \cdot (0.38 \cdot 18.0 \cdot 1.1 + 0.02 \cdot 22 \text{ т/м}^3 \cdot 1.3) + (18.265 - 3.865) \cdot 0.13 \text{ м} \cdot 0.64 \text{ м} \cdot 18 \text{ т/м}^3 \cdot 1.1 + 5.93 \cdot 18 \text{ м}^2 + 15.95 \cdot 18 \text{ м}^2 \cdot 2 (\text{этажа}) = 1211.6 \text{ кН.}$$

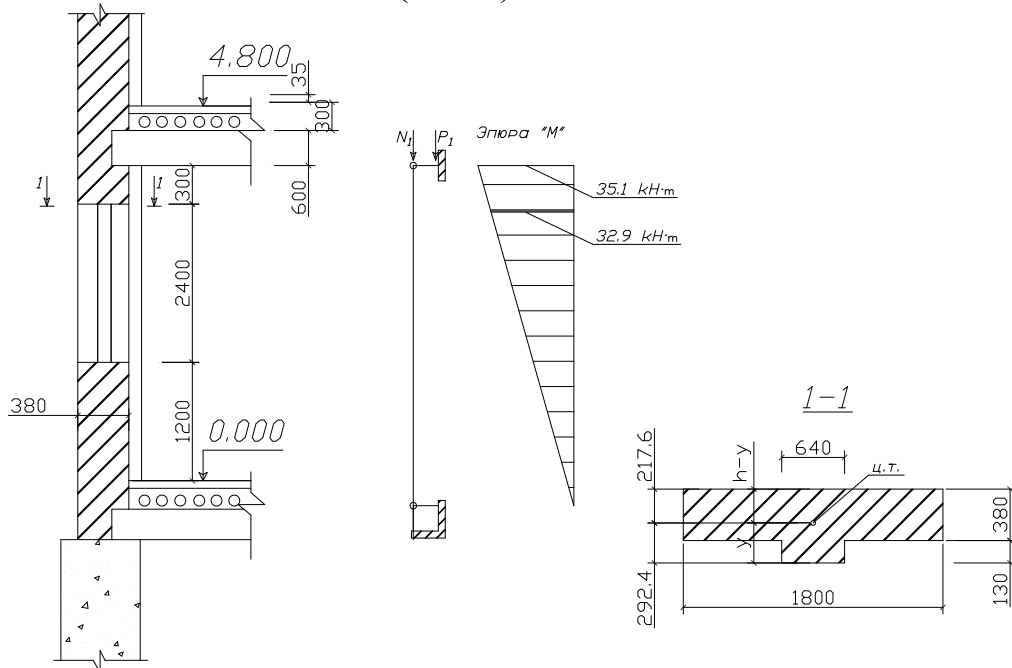


Рис. 10.2. Расчетная схема

Расчетная величина опорного давления перекрытия над первым этажом $P_1 = 15.9 \text{ кПа} \cdot 18 \text{ м}^2 = 287.10 \text{ кН}$. Эксцентриситет приложения силы P_1 относительно расчетной оси стены, проходящей по оси простенка, $e_1 = y - 170 = 292.4 - 170 = 122.4 \text{ мм}$, где 170 мм расстояние до опорной реакции ригеля см. пример 3.

Расчетный изгибающий момент на уровне низа перекрытия над первым этажом

$$M_1 = P_1 \cdot e_1 = 287.10 \cdot 0.1224 = 38.0 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетный изгибающий момент на уровне верха простенка

$$M = M_1 \cdot \frac{x}{H_{эм}} = 38.0 \cdot \frac{(4.8 - 0.3)}{4.8} = 35.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетная продольная сила на уровне верха простенка

$$N = N_1 + P_1 + N_{св} = 1211.6 + 287.10 + 15.1 = 1513.8 \text{ кН,}$$

где $N_{св} = 15.1 \text{ кН}$ – расчетное значение собственного веса участка между сечениями 1-1 и 2-2.

2. Эксцентриситет

$$e_0 = M/N = 35.6/1513.8 = 0.0235 \text{ м.}$$

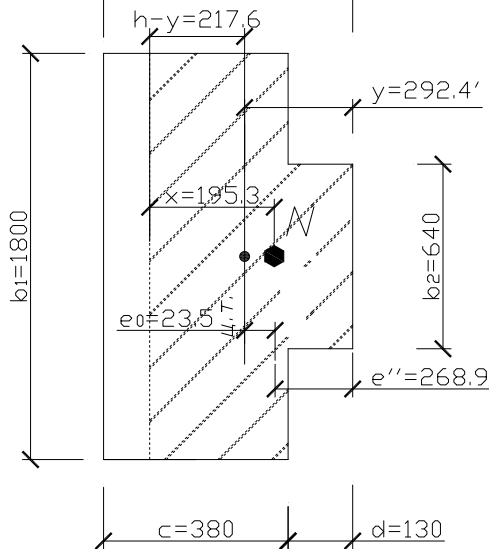
$$3. \quad \omega = 1 + \frac{e_0}{2 \cdot y} = 1 + \frac{23.5}{2 \cdot 292/4} = 1.04 < 1.45$$

4. Расстояние от точки приложения силы N до наиболее сжатой грани сечения

$$e'' = y - e_0 = 292.4 - 23.5 = 268.9 \text{ мм}$$

Расстояние от точки приложения силы N до края расчетной сжатой части сечения

$$x = \sqrt{\frac{b_2 \cdot d}{b_1} \cdot (2 \cdot e'' - d) + (e'' - d)^2} = \sqrt{\frac{640 \cdot 130}{1800} \cdot (2 \cdot 268.9 - 130) + (268.9 - 130)^2} = 195.3 \text{ мм.}$$



5. Площадь сжатой части сечения

$$A_c = (380 - 45.8) \cdot 1800 + 130 \cdot 640 = 684760 \text{ мм}^2;$$

Радиус инерции

$$i_c = 118.7 \text{ мм.}$$

6. Гибкость

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{4465}{131} = 34.08$$

7. По табл. П.5 Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0.8850$.

$$8. \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c} = 118.7 = 37.62.$$

9. По табл. П.5 (при λ_{ic} и $\alpha = 1000$)

$$\varphi_c = 0.8850.$$

10. При внецентренном сжатии

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0.8650 + 0.8850}{2} = 0.8750.$$

11-12. Так как $i = 131 \text{ мм} > 87 \text{ мм}$ принимаем $m_g = 1.0$.

13-14. Так как $A = 0.7672 \text{ м}^2 > 0.3 \text{ м}^2$. Принимаем $\gamma_c = 1.0$.

15. Требуемое сопротивление кладки

$$R^{\text{треб}} = \frac{N}{\gamma_c \cdot m_g \cdot \varphi_1 \cdot A_c \cdot \omega} = \frac{1513600}{1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.875 \cdot 684760 \cdot 684760 \cdot 1.04} = 2.43 \text{ МПа}$$

16. По табл. П.1 находим требуемые материалы кладки. Принимаем марку кирпича 200 на растворе М75 $R = 2.5 \text{ МПа}$. Целесообразно снизить марку кирпича и усилить кладку простенка сетчатым армированием, т.к. $e_0 = 23.5 \text{ мм} < 0.33 \cdot y = 0.33 \cdot 293.4 = 96.5 \text{ мм}$.

При гибкости $\lambda_h > 15$ или $\lambda_i > 53$ применять сетчатое армирование не следует.

17. Принимаем кладку из кирпича М100 на растворе М75

$$R = 1.7 \text{ МПа}$$

$$R = \frac{R^{\text{треб}}}{(1.8 \dots 2.0)} = \frac{2.43}{1.9} \text{ МПа}$$

$$R_{sk\bar{\sigma}} \cong R^{mpe\bar{\sigma}} = 2.43 \quad \text{МПа}$$

18. Сетки принимаем из арматурной проволоки класса S 500 диаметром 5 мм, с нормативным сопротивлением 500МПа, согласно п.3.20[1] $R_{sn}(f_{yk})=500\text{МПа}\cdot 0.6=300\text{МПа}$, $R_s(f_{yd})=300\text{МПа}/1.2=250\text{МПа}$ (п. 3.19 [1]). Подбор арматуры приходится вести методом последовательных приближений, так как сетчатое армирование повышает гибкость элемента и изменяет φ_1 .

В первом приближении

$$\mu_1 = \frac{(R_{sk\bar{\sigma}} - R) \cdot 100}{2 \cdot R_s \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_0}{y})} = \frac{(2.43 - 1.7) \cdot 100}{2 \cdot 215 \cdot (1 - \frac{2 \cdot 23.5}{292.4})} = 0.202\%;$$

$$0.1\% < \mu_1 = 0.202 < \frac{50 \cdot R}{R_s \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_0}{y})} = \frac{50 \cdot 1.7}{215 \cdot (1 - \frac{2 \cdot 23.5}{292.4})} = 0.471\%.$$

19. Упругая характеристика армированной кладки

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{k \cdot R}{k \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 1.7}{2 \cdot 1.7 + \frac{2 \cdot 240 \cdot 0.202}{100}} = 778.$$

20. Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_1 = 0.8592 \text{ (по табл. П.5); } \varphi_c = 0.83444; \quad \varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0.8592 + 0.8344}{2} = 0.8468.$$

21. Требуемое сопротивление армированной кладки

$$R_{sk\bar{\sigma}} = \frac{N}{m_g \cdot \varphi_1 \cdot A_c \cdot \omega} = \frac{1513600}{1.0 \cdot 0.8468 \cdot 684760 \cdot 1.04} = 2.51 \quad \text{МПа} < 2 \cdot R = 2 \cdot 1.7 = 3.4 \quad \text{МПа}.$$

$$22. \mu_2 = \frac{(R_{sk\bar{\sigma}}^{mpe\bar{\sigma}} - R) \cdot 100}{2 \cdot R_s \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_0}{y})} = \frac{(2.51 - 1.7) \cdot 100}{2 \cdot 215 \cdot (1 - \frac{2 \cdot 23.5}{292.4})} = 0.224\% \geq; \quad \mu_1 = 0.202\%.$$

23. Принимаем арматурные сетки из проволоки $\varnothing 5$ мм ($A_{st}=19.6 \text{ мм}^2$) с квадратными ячейками размером $c=45$ мм.

Требуемый шаг сеток

$$s = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{\mu \cdot c} = \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 100}{0.224 \cdot 45} = 389 \text{ мм}.$$

Укладываем сетки через $389/77=5.05 \approx 5$ рядов кирпича.

24. Фактический процент армирования

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{s \cdot c} = \frac{2 \cdot 19.6 \cdot 100}{5.77 \cdot 45} = 0.226\%$$

$$25. \quad R_{sk6} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right) = 1.7 + \frac{2 \cdot 0.226 \cdot 215}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 23.5}{292.4}\right) = 2.52 \quad \text{МПа}$$

26. Несущая способность простенка

$$N_{сеч} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{sk6} \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0.8468 \cdot 2.52 \cdot 684760 \cdot 1.04 = 1\,519\,680 \text{ Н} > N = 1513.6 \text{ кН}.$$

Раздел 4. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий

Тема 4.1 Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводятся одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами.

Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертые на подкрановые балки и колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек. К элементам конструкций одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся колонны (стойки), заделанные в фундаментах, ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, панели покрытия, уложенные по ригелям, подкрановые балки, связевые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются главным образом заземлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями (рис. 4.1, 4.2).

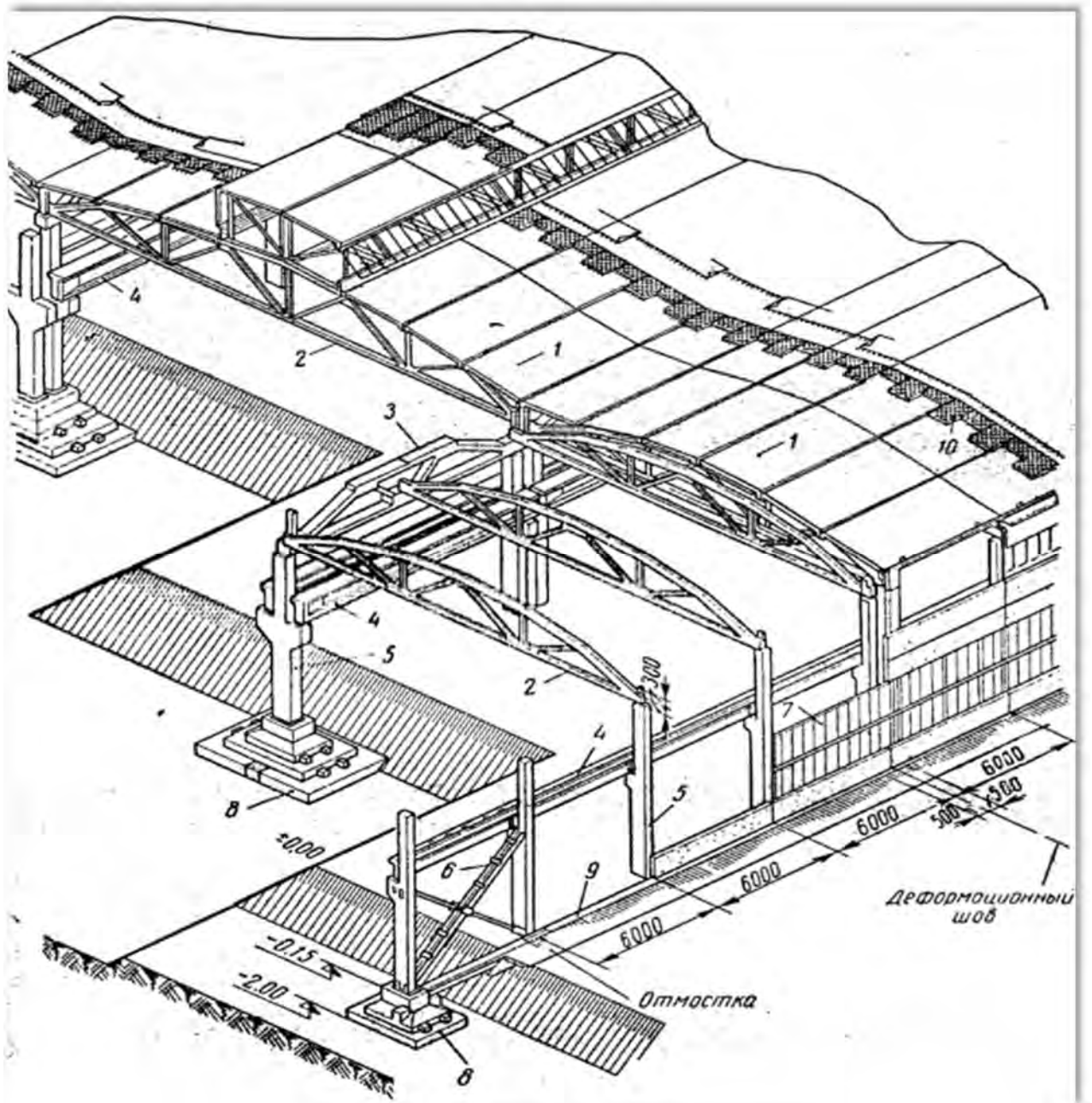


Рис. 4.1. Основные конструктивные элементы одноэтажного промышленного здания.

1 – панели покрытия; 2 – стропильные фермы; 3 – подстропильные фермы; 4 – подкрановые балки; 5 – колонны; 6 – вертикальные связи; 7 – стеновые ограждения; 8 – фундаменты; 9 – фундаментная балка; 10 – утеплитель.



Рис. 4.2. Фото одноэтажного промышленного здания.

Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам (по виду, количеству пролетов, типу кровли, крановому оборудованию и т.д.)

По типу покрытия:

Балочные из линейных элементов.

Пространственные покрытия в виде оболочек или складок.

По оборудованию подъемно - транспортными средствами:

С мостовыми кранами.

С подвесным оборудованием.

Без п-т средств.

По количеству и размерам пролетов (с точки зрения определения ПРЦ).

Однопролетная.

Двухпролетная.

Многопролетная – равнопролетная или с разными пролетами.

По профилю кровли.

Со скатными кровлями.

С плоскими кровлями.

По способу освещения и вентиляции.

С зенитными фонарями (с фонарями).

Без фонарей.

По способу возведения.

Со сборными рамами.

С монолитными рамами.

По высоте здания.

С перепадом высот.

Без перепада высот (во избежание образования снеговых мешков).

Мостовые краны различают по режиму работы:

Легкий режим – при редкой работе крана с малой скоростью передвижения до 60м/мин.

Средний режим – интенсивная работа крана со скоростью движения до 100м/мин.

Тяжелый режим – интенсивный режим с работой крана в три смены со скоростью движения крана более 100м/мин.

В справочниках приведены данные в зависимости от грузоподъемности крана и режима его работы для определения величин P_{max} и P_{min} - давление на колесо крана. Горизонтальная нагрузка T , вызываемая торможением тележки воспринимается колоннами каркаса ПРЦ (поперечная рама [знакопеременная нагрузка]). Нагрузку, вызываемую торможением моста крана, воспринимается продольной рамой, в частности связями.

Классификация колонн от назначения:

Основные;

Фахверковые.

По расположению:

Крайнего ряда;

Среднего ряда;

Торцевые.

От наличия и вида подъемно-транспортного оборудования:

Крановые;

Бескрановые.

В зависимости от вида сечения и высоты колонны:

Сплошное постоянное сечение;

Ступенчатые колонны – с изменяющимся сечением по высоте;

Двухветвевые колонны.

Виды сечения:

Квадратное;

Прямоугольное;

Сквозное;

Полое – в случае центрифугированных колонн.

Сплошные колонны в типовых сериях применяются при:

Пролетах до 24м;

Кранах, грузоподъемности до 30т;

При высоте от пола до низа стропильной конструкции до 14,4м.

Двухветвевые колонны (сквозного сечения):

При пролетах более 30м;

Кранах, грузоподъемностью более 30т;

При высоте от пола до низа стропильной конструкции 14,4м и выше.

За рубежом двухветвевые колонны практически не применяются из-за высокой трудоемкости изготовления. В последнее время подобная тенденция наблюдается и в РБ.

Нулевая привязка – когда наружная грань колонны и внутренняя поверхность стены совмещаются с продольной разбивочной осью. Нулевая привязка применяется в случае колонн сплошного сечения.

Привязка «250» - при такой привязке наружная грань колонны смещена от внутренней поверхности стены на 250 мм. Применяется в случае двухветвевых, сквозных колонн.

Высота здания зависит от технологического процесса, наличия подъемно-транспортного оборудования, от учета необходимых зазоров, габаритов, стенового ограждения, типов конструкций покрытия, наличия фонарей.

По типовым требованиям отметка верха колонны (или низа стропильной конструкции покрытия) должна быть кратна 600 мм.

Покрытие может быть:

Беспрогонным;

По прогонам.

В *беспрогонном* случае плиты покрытий укладываются на стропила (ребристые плиты) и привариваются не менее, чем в трех точках (углах) к закладным деталям стропильной конструкции.

Площадка (глубина) опирания ребристых плит в типовых сериях при длине до 6м принимается не менее 80мм, при 12м – не менее 100мм. Конкретная длина опирания указана в серии для соответствующих марок плит.

Расположение стропильных конструкций может быть поперечным и продольным.

При поперечном расположении стропильных конструкций возможны следующие варианты конструктивных схем здания:

Шаг крайних и средних колонн и, соответственно, стропильной конструкции совпадает;

Шаг колонн -12м, шаг стропильных конструкций - 6м;

Шаг крайних колонн 6м, шаг средних колонн – 12м.

Во втором и третьем случае используются подстропильные конструкции.

При *прогонной системе* конструкции покрытия укладываются на дополнительные балки (прогоны), которые опирают на стропильные конструкции покрытия.

При большой протяженности здание делят на температурно-деформационные швы (ТДШ). Основное назначение ТДШ – уменьшение усилия в колоннах от вынужденных перемещений вследствие изменения температуры наружного воздуха, усадки бетона и других вынужденных перемещений. Максимальное расстояние между ТДШ при температуре -40°C для отапливаемых ОПЗ из сборных ЖБК не должно превышать 72м.

Пространственная жесткость ЖБ каркаса, то есть его способность сопротивляться горизонтальным нагрузкам обеспечивается:

- защемлением колонн в фундаментах;
- жестким диском покрытия;
- стальными связями рис.4.3.



Рис. 4.3. Вертикальные стальные связи жесткости.

В поперечном направлении в одноэтажных промышленных зданиях связи как правило не устанавливаются (из-за технологического процесса). Поэтому жесткость каркаса в поперечном направлении должна быть обеспечена колоннами и диском покрытий. В продольном направлении общая устойчивость каркаса обеспечивается вертикальными крестовыми или порталными стальными связями. В зданиях с мостовыми кранами они

устанавливаются всегда, размещаются в одном и том же шаге, как правило по центру температурного блока, на высоту от пола до низа подкрановой балки.

Такие связи рассчитывают на ветровые нагрузки, приложенные к торцевым стенам здания, а также на действие тормозных нагрузок от действия крана. В общем случае система связей имеет следующее основное назначение:

Обеспечить жесткость покрытия;

Обеспечивать устойчивость сжатых поясов стропильных конструкций;

Для восприятия ветровых нагрузок, действующих на торец здания;

Для восприятия тормозных усилий от моста крана.

Система связей работает совместно с элементами каркаса и повышает пространственную жесткость каркаса.

Тема 4.2 Поперечные и продольные рамы здания.

Каркас ОПЗ является пространственной системой, состоящей из заземленного фундамента колонн, объединенных в пределах температурного блока стропильными и подстропильными конструкциями, плитами покрытия или оболочками, а также связями. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальную и вертикальную нагрузку. Поперечная рама является основным элементом каркаса, которая образуется из колонн и конструкций покрытия. При этом колонны и стропильные конструкции покрытия сопрягаются при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Поэтому такие соединения податливы, то есть позволяют сопрягаемым элементам взаимно поворачиваться при действии нагрузок. Именно поэтому в расчетных схемах принимаются шарнирные соединения, хотя эти узлы сопряжения воспринимают небольшие моменты, обычно не учитываемые для упрощения расчета. Так же при шарнирном опирании достигается простота монтажа. Поперечная рама воспринимает нагрузки от собственного веса конструкции, стенового ограждения, подъемно-транспортного оборудования, снега, ветра, и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении рис.4.4.

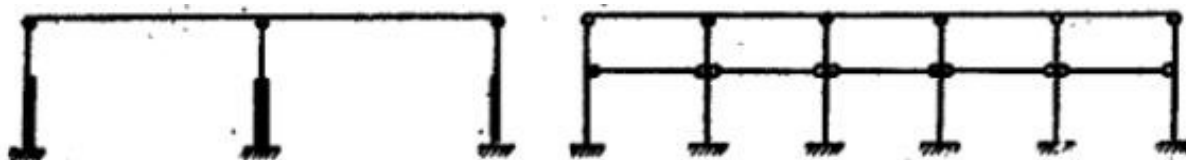


Рис. 4.4. Схема поперечной и продольной рамы

Продольная рама каркаса включает один продольный ряд колонн в пределах температурного блока, а также конструкции покрытия, подстропильные конструкции и подкрановые балки. Продольная рама обеспечивает жесткость каркаса в продольном направлении и воспринимает следующие нагрузки:

Торможение крана;

Действие ветра на торцы здания и фонарей + температурные воздействия.

Рамы здания в продольном направлении объединены между собой жесткими дисками покрытия, то есть плитами покрытия с замоноличенными швами. К элементам каркаса так же относят фахверковые колонны, воспринимающие нагрузку от ветра, а также стеновые панели торцов здания.

Каркас – это нелинейно деформированная статически неопределимая система, находящаяся под действием переменных и постоянных нагрузок. Нелинейность системы обусловлена следующими факторами:

Геометрические факторы (то есть учетом продольного изгиба);

Физические факторы (наличие трещин, неупругих деформаций бетона и их влиянием на жесткость).

Существует два основных метода расчета каркасов:

Расчет по деформированной схеме;

Расчет по недеформированной схеме.

Расчет рам необходимо производить как нелинейно-деформируемую систему с учетом физической и геометрической нелинейности. С учетом влияния трещин, неупругих деформаций бетона, ползучести, то есть с учетом соответствующих жесткостей с учетом продольного изгиба.

При этом методе следует так же учитывать для колонн влияние усилий в одной плоскости на жесткость в другом направлении. Однако, такой расчет вручную достаточно сложен, поэтому расчет рам на расчетные воздействия за исключением вынужденных перемещений в инженерных (практических) расчетах допускается выполнять по недеформируемой схеме.

В этом случае раму рассматривают как упруго-линейная деформируемая система без учета влияния трещин на жесткость. В этом случае влияние продольного изгиба при конструировании элемента учитывается коэффициентом η . Расчет рам в этом случае обычно производят методом перемещений. В случае, когда необходим учет податливости узлов сопряжения элементов рамы, расчет производят по методу сил. Результатом расчета является величина смещения рамы Δ , то есть раскрывается статическая неопределимость рамы, после чего определяют реакции опор и усилия в требуемых сечениях колонн.

Цель статического расчета – определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы.

1. Установление расчетной схемы рамы и назначение метода расчета;
2. Выбор типа колонн (сечение и жесткость);
3. Определение величины воздействий и точек их приложения (определение эксцентриситета);
4. Определение усилий в колоннах отдельно от отдельных видов нагрузок;
5. Окончательный расчет сечений колонны, производимых на совместное физически возможное одновременное действие усилий.

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от массы покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др. (рис. 4.5).

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считается шарнирным, а соединение колонны с фундаментами - жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы — определить усилия в колоннах и подобрать их сечения. Ригель рамы рассчитывают независимо, как однопролетную балку, ферму или арку.

Постоянная нагрузка от массы покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля P . Эту нагрузку подсчитывают по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по оси опоры ригеля и передается на колонну при привязке наружной грани колонны к разбивочной оси 250 мм с эксцентриситетом (рис.4.6):

в верхней надкрановой части $e = 0,25/2 = 0,125$ м (при нулевой привязке $e=0$);

в нижней подкрановой части $e = (h_1 - h_2)/2 - 0,125$ (при нулевой привязке $e=(h_1 - h_2)/2$) при этом возникают моменты, равные $M=Pe$.

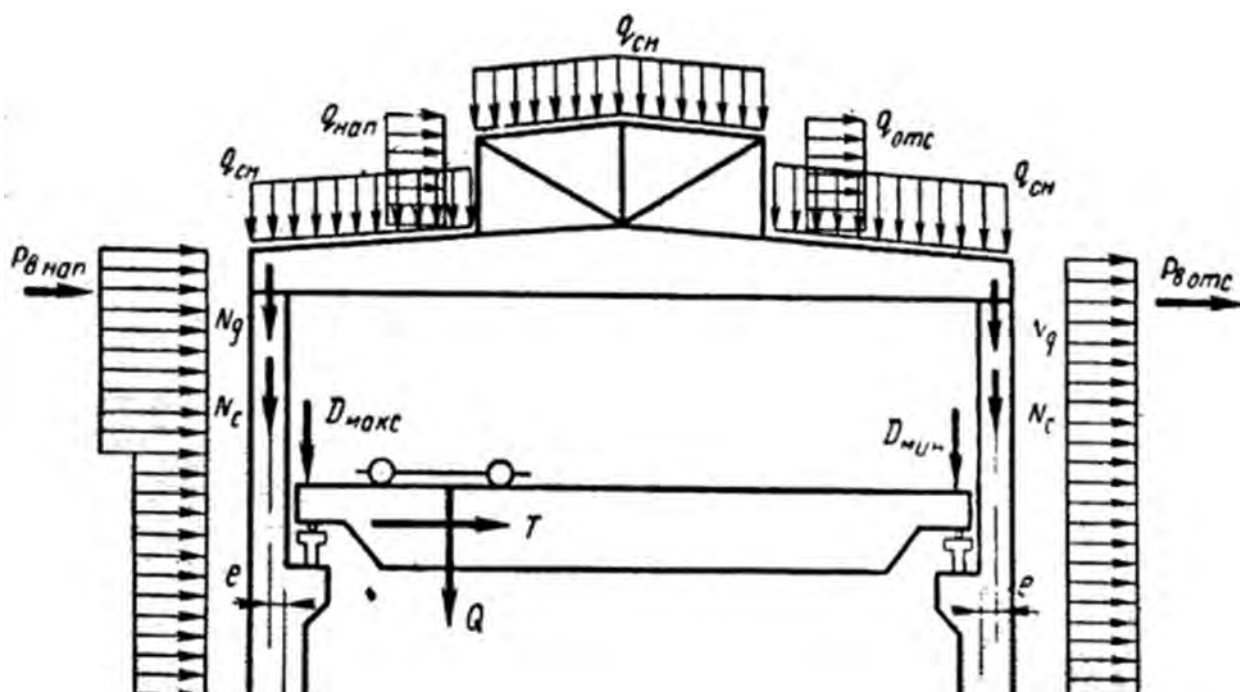


Рис. 4.5. Расчетно-конструктивная схема поперечной рамы с нагрузками

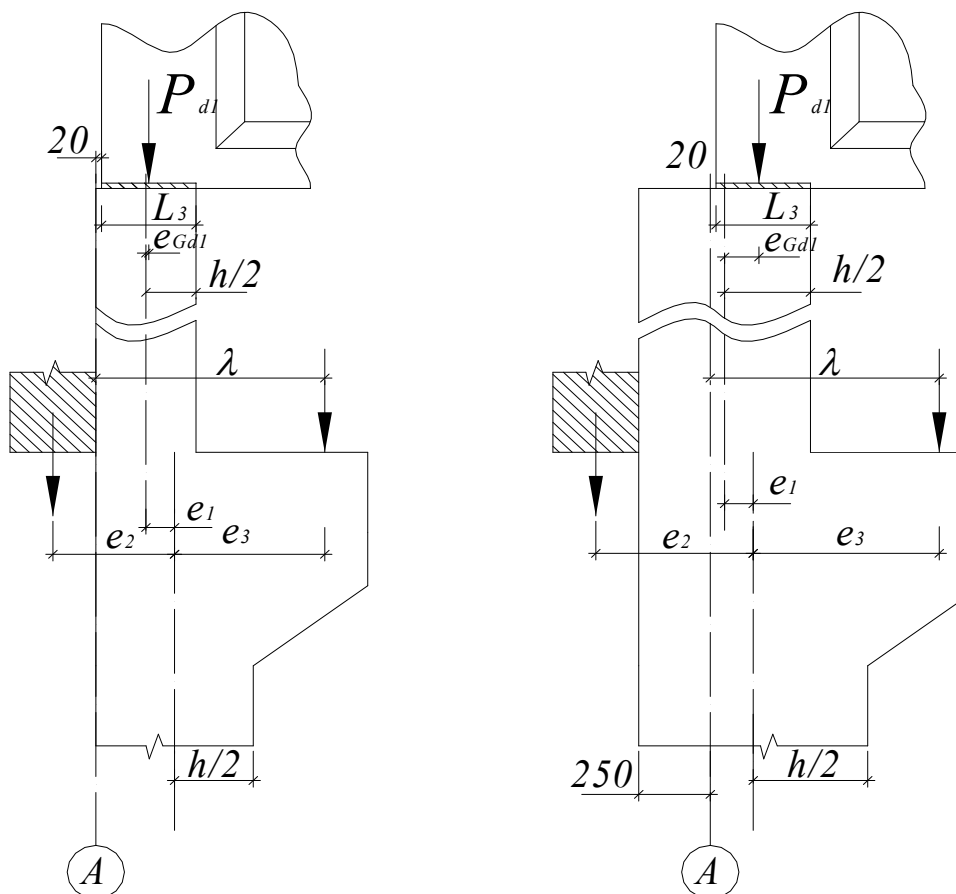


Рис 4.6. Схема для определения эксцентриситетов продольных сил в крайней колонне

Тема 4.3 Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Основные положения рассмотрены в разделе 7 ТКП EN 1992-1-1-2009*. Рассмотрим предельные состояния эксплуатационной пригодности, к которым относятся:

1. ограничение напряжений;
2. проверка ширины раскрытия трещин;
3. проверка деформаций.

Другие предельные состояния (например, колебания), которые могут иметь важное значение для определенных конструкций, в настоящем техническом кодексе не рассматриваются.

Ограничение напряжений.

Сжимающие напряжения в бетоне следует ограничивать для того, чтобы избежать продольных трещин, микротрещин или высокого уровня ползучести там, где это приводит к неприемлемым эффектам воздействия на функции конструкции.

Продольные трещины могут возникнуть, если уровень напряжений при характеристическом сочетании нагрузок превышает критическое значение. Такое образование трещин может привести к снижению долговечности

При отсутствии других мер, таких как увеличение толщины защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или усиление поперечной арматурой, напряжения сжатия бетона должны быть ограничены до значения $k_1 f_{ck}$ в конструкциях, находящихся в условиях окружающей среды, соответствующих классам XD, XF и XS.

Примечание — Значение коэффициента k_1 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,6.

Если напряжение в бетоне при практически постоянном сочетании нагрузки составляет менее $k_2 f_{ck}$, может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает $k_2 f_{ck}$, как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

Примечание — Значение коэффициента k_2 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,45.

Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены во избежание неупругих относительных деформаций, неприемлемой ширины раскрытия трещин или деформаций.

Для исключения неприемлемого растрескивания или деформаций при характеристическом сочетании воздействий растягивающее напряжение в арматуре не должно превышать $k_3 f_{yk}$.

При отсутствии других мер, таких как увеличение толщины защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или усиление поперечной арматурой, напряжения сжатия бетона должны быть ограничены до значения $k_1 f_{ck}$ в конструкциях, находящихся в условиях окружающей среды, соответствующих классам XD, XF и XS.

Примечание — Значение коэффициента k_1 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,6.

Если напряжение в бетоне при практически постоянном сочетании нагрузки составляет менее $k_2 f_{ck}$, может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает $k_2 f_{ck}$, как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

Примечание — Значение коэффициента k_2 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,45.

Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены во избежание неупругих относительных деформаций, неприемлемой ширины раскрытия трещин или деформаций.

Для исключения неприемлемого растрескивания или деформаций при характеристическом сочетании воздействий растягивающее напряжение в арматуре не должно превышать $k_3 f_{yk}$.

Контроль трещин.

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

Трещинообразование является обычным в железобетонных конструкциях, подверженных изгибу, срезу, кручению или растяжению, которые возникают при непосредственном приложении нагрузки или ограничении либо вынужденных деформациях.

Трещины в бетоне конструкций образуются уже в процессе формирования структуры в результате развития физико-химических процессов, происходящих при твердении цемента. Это так называемые микротрещины, возникающие в результате усадочных и температурных явлений, сопровождающих реакции гидратации портландцементного вяжущего. Такие трещины практически не поддаются расчету, а ограничиваются исключительно технологическими мероприятиями на стадии проектирования составов бетонной смеси и выбора рациональных методов ее укладки в конструкцию.

Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим не превышение предельных состояний SLS, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации конструкции.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.

В эксплуатационной стадии железобетонный элемент может находиться в одной из двух стадий напряженно-деформированного состояния (стадия I или стадия II).

Стадия I (дополнительная стадия Ia) соответствует состоянию, когда железобетонный элемент еще не имеет трещин и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, применима для любого сечения по длине элемента.

В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами и теория применима, как правило, для сечения с трещиной.

Граничное состояние перехода из стадии I в стадию II, когда конструкция приобретает качественно новые свойства, традиционно определяют усилия трещинообразования: продольное усилие N_{cr} или изгибающий момент M_{cr} .

Если продольное растягивающее усилие N не превышает усилия N_{cr} , соответствующего появлению трещин, напряжения и деформации рассчитывают для стадии I напряженно-деформированного состояния. В этой стадии арматура и окружающий ее бетон работают совместно и их деформации равны.

Состояние железобетонного элемента, имеющее место в момент изменения стадии напряженно-деформированного состояния при $N = N_{cr}$, показано на рисунке 4.7.

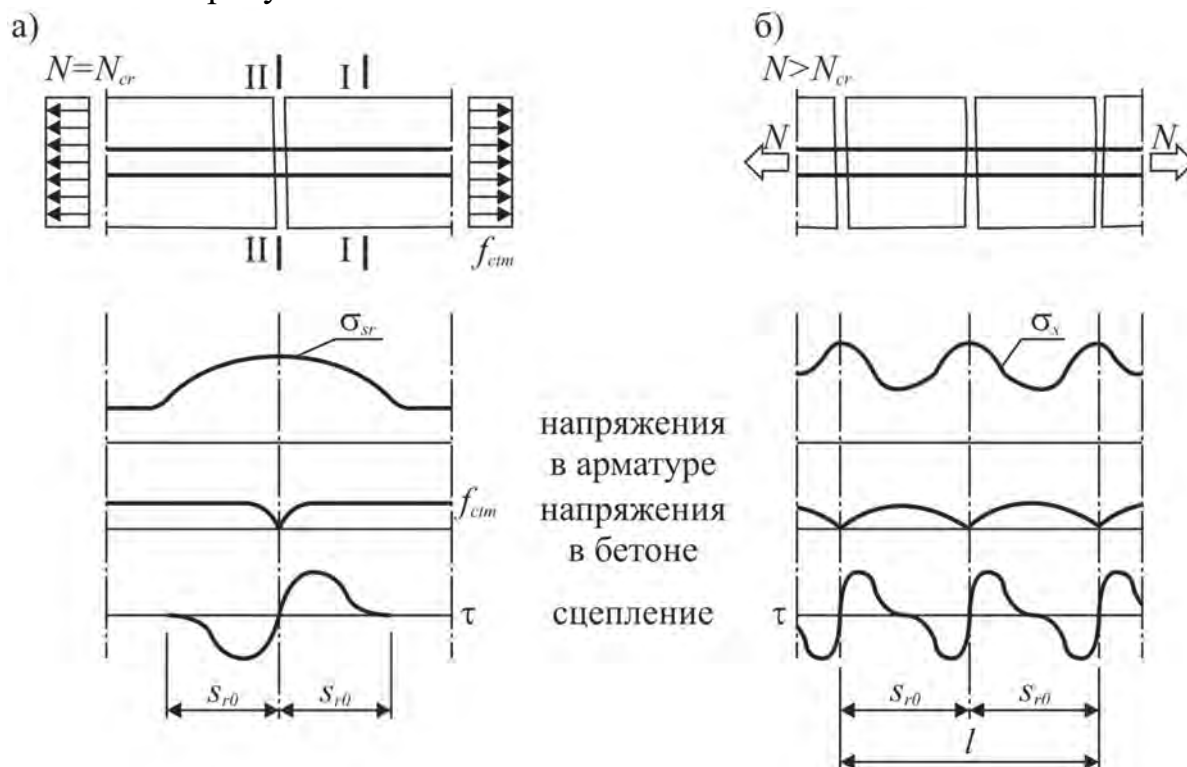


Рис. 4.7. Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин w_{max} ,

мм.

Класс по условиям эксплуатации	Железобетонные элементы и предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном
	Практически постоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4		0,2 ²⁾
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		условия декомпрессии
<p>¹⁾ Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность и данное предельное значение используется для обеспечения в целом приемлемого внешнего вида. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть повышено.</p> <p>²⁾ Для этих эксплуатационных классов при действии практически постоянной комбинации нагрузок должно выполняться условие декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры).</p>		

Если требуется контроль ширины раскрытия трещин, необходимо установить минимальное количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, для контроля трещинообразования в зонах, в которых ожидается растяжение. Требуемое количество арматуры может быть рассчитано из условия равновесия между растягивающим усилием в бетоне непосредственно перед образованием трещин и растягивающим усилием в арматуре при ее текучести или при меньшем напряжении, если это необходимо для ограничения ширины трещин. Если более строгий расчет показывает, что меньшая площадь сечения арматуры будет достаточной, требуемая минимальная площадь арматуры может быть рассчитана следующим образом.

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

k - коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий: $k = 1,0$ или $k = 0,65$ — для ребер с $h = 800$ мм или полок шириной более 800 мм; промежуточные значения определяют интерполяцией;

k_c - коэффициент, учитывающий распределение напряжения в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил. Для чистого растяжения $k = 1$.

В предварительно напряженных элементах не требуется никакой минимальной арматуры в сечениях, в которых при характеристическом сочетании нагрузок и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее $\sigma_{ct,p}$. Примечание — Значение для $\sigma_{ct,p}$ может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ или менее $f_{ctm(t)}$, если образование трещин ожидается ранее чем через 28 сут.

Контроль трещиностойкости без прямого расчета

Для железобетонных и предварительно напряженных плит зданий, подвергающихся изгибу без существенного осевого растяжения, нет необходимости применять специальные меры для ограничения ширины раскрытия трещин, если общая высота не превышает 200 мм и требования по конструированию п. 9.3 соблюдены. Основные требования представлены в форме таблицы, содержащей ограничение диаметра стержня или расстояния между стержнями.

Расчет ширины раскрытия нормальных трещин. При определении ширины раскрытия трещин расчетные методы, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций, базируются на предпосылках и допущениях, которые можно сформулировать следующим образом:

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

2) Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разность усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном.

3) Деформации растянутой арматуры в нормальном сечении с трещиной определяются в общем случае из системы расчетных уравнений

деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

В стадии II деформации арматуры не равняются деформациям окружающего бетона. Разница в удлинениях двух материалов на участке между двумя соседними трещинами равняется, очевидно, ширине раскрытия трещины на уровне арматуры. Поэтому в общем случае ширина раскрытия трещины может быть определена:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

В зависимости от расстояния между стержнями больше $(5 \cdot (c + \varnothing/2))$ или меньше, различается расчет по определению $s_{r,max}$.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, нормы рекомендуют определять по формуле см. ниже.

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона $\theta > 15^\circ$, среднее расстояние между наклонными трещинами $S_{r,max}$ следует определять по формуле:

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

где $S_{r,max,x}$ – средний шаг трещин в направлении, параллельном продольной оси;

$S_{r,max,y}$ – средний шаг трещин в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;

θ – угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается из расчета прочности наклонных сечений.

Расстояния $S_{r,max,x}$ и $S_{r,max,y}$ на рисунке 4.8 определяют по формулам:

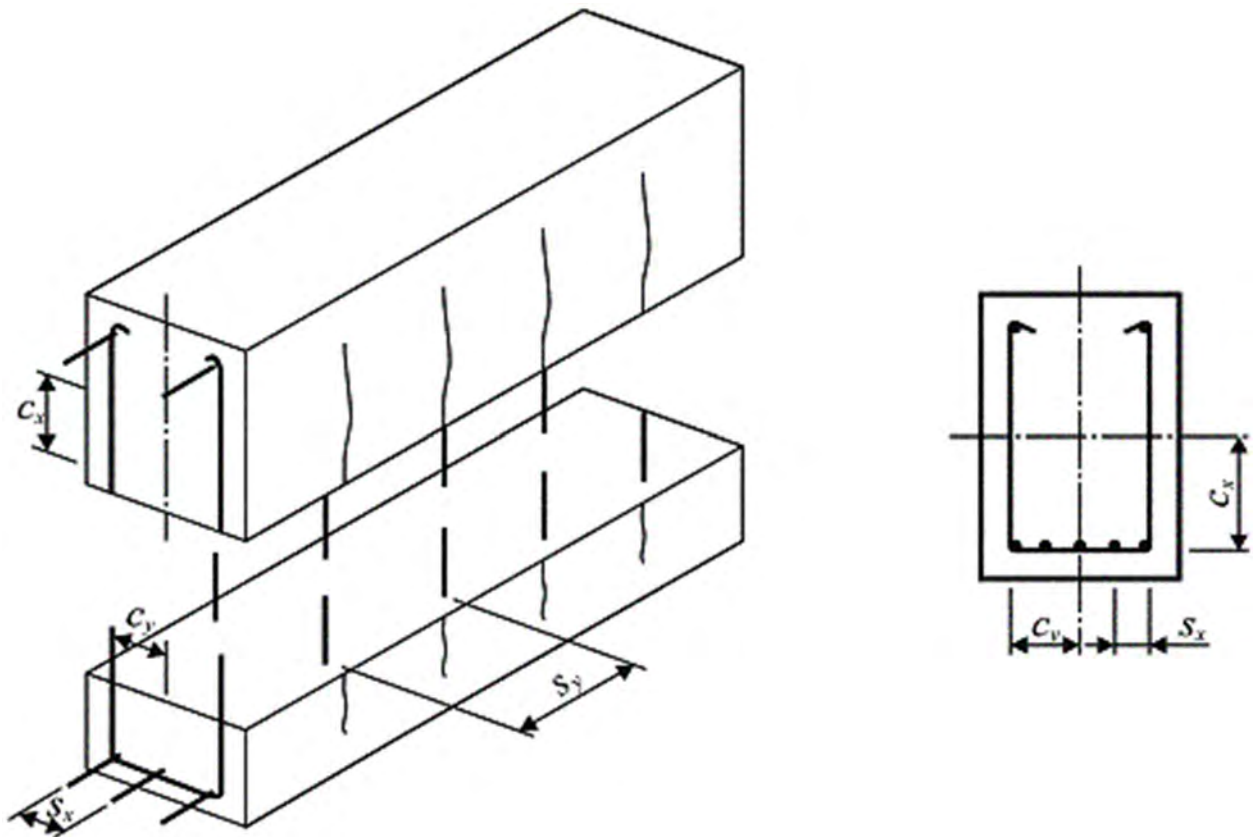


Рис.4.8. К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами

$$S_{r, \max, x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0.25 K_1 \frac{\varnothing_{bx}}{\rho_{lx}}$$

$$S_{r, \max, y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0.25 K_1 \frac{\varnothing_{sw}}{\rho_{sw}}$$

где $\varnothing_b, \varnothing_{sw}$ – соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;

C_x, C_y – расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры от ц.т. сечения.

Средние значения главных растягивающих относительных деформаций для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

Тема 4.4. Расчет железобетонных конструкций по деформациям.

Деформации элемента или конструкции не должны отрицательно сказываться на их внешнем виде и надлежащем функционировании. Должны быть установлены соответствующие предельные значения перемещений, учитывающие вид конструкции, наличие отделки, перегородок, закладных деталей, а также назначение конструкции. Деформации не должны превышать значения, которые могут быть восприняты другими примыкающими элементами, например, перегородками, остеклением, внешней обшивкой стен, оборудованием или отделкой. В некоторых случаях ограничения необходимы для того, чтобы обеспечить надлежащую работу машин или приборов и оборудования, располагаемых на конструкции, или избежать образования застоев воды на плоских покрытиях.

Внешний вид и общая эксплуатационная пригодность несущей конструкции могут быть ухудшены, если рассчитанный прогиб балки, плиты или консольной балки при практически постоянном сочетании воздействий превышает $1/250$ пролета.

Прогиб необходимо определять относительно опор. Начальный строительный подъем может быть использован для компенсации части или всего перемещения, но любой подъем, созданный опалубкой, как правило, не должен превышать $1/250$ расчетного пролета.

Деформации, в результате которых могут быть повреждены смежные части конструкции, следует ограничивать. Для прогиба после окончания строительства принимают $1/500$ расчетного пролета при практически постоянном сочетании воздействий. Другие предельные значения могут быть рассмотрены в зависимости от чувствительности смежных частей конструкций.

Предельное состояние деформации контролируют следующим образом: — посредством ограничения отношения пролета к высоте балки (без расчета); — посредством сравнения рассчитанной деформации с предельно допустимой (с расчетом).

Случаи, когда вычисления могут быть опущены. В общем случае нет необходимости точно рассчитывать прогиб, поскольку могут быть сформулированы простые правила, например, пределы отношения пролета к высоте, которые позволяют избегать проблемы прогибов в обычных условиях. Более строгая проверка необходима для элементов, которые находятся вне таких пределов, или если применяются пределы для ограничения прогиба, отличные от тех, которые лежат в основе упрощенных методов.

Если железобетонные балки и плиты зданий имеют размеры, удовлетворяющие предельным значениям отношения пролета к высоте, приведенным в настоящем разделе, их прогибы могут быть рассмотрены как

находящиеся в пределах. Допустимое предельное отношение пролета к высоте определяют по формулам см. ниже, умножая на корректирующий коэффициент, который учитывает вид используемой арматуры и другие переменные. В данные формулы нельзя включать значения строительного подъема:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0;$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho > \rho_0,$$

где l/d — предельное значение отношения расчетного пролета к полезной высоте;

K - коэффициент, учитывающий различные статические системы;

ρ_0 - рекомендуемый коэффициент армирования;

ρ - требуемый коэффициент растянутой арматуры;

ρ' - требуемый коэффициент сжатой арматуры;

f_{ck} - в МПа.

Значения, приведенные в таблице см. ниже, являются результатом параметрического исследования, выполненного для серий свободно опертых балок и плит прямоугольного сечения с использованием общего подхода. Были рассмотрены различные классы прочности бетона и характеристический предел текучести арматуры 500 МПа. Для данной площади растянутой арматуры был рассчитан предельный момент по несущей способности, а практически постоянные нагрузки были приняты как 50 % соответствующей полной расчетной нагрузки. Получившиеся при этом предельные отношения пролета к полезной высоте удовлетворяют предельным значениям прогибов.

Таблица 7.4N — Основные значения отношения пролета к полезной высоте для железобетонных элементов без продольного сжатия

Статическая система	K	Бетон сильно нагруженный, $\rho = 1,5 \%$	Бетон слабо нагруженный, $\rho = 0,5 \%$
Свободно опертая однопролетная балка; свободно опертая плита, работающая в одном или двух направлениях	1,0	14	20
Крайний пролет неразрезной балки или неразрезной плиты, работающей в одном направлении, либо плиты, работающей в двух направлениях, имеющей неразрезность вдоль длинной стороны	1,3	18	26
Средний пролет балки или плиты, работающей в одном или двух направлениях	1,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок (плита перекрытия) (основано на наибольшем пролете)	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Указанные значения, как правило, консервативны, и расчеты могут часто показывать, что возможно применение более тонких элементов.</p> <p>2 Для плит, работающих в двух направлениях, проверку необходимо выполнять на основе более короткого пролета. При плоских перекрытиях за основу необходимо принимать наибольший пролет.</p> <p>3 Значения, указанные для плоских перекрытий, дают менее жесткие ограничения, чем прогиб относительно колонн в середине пролета, равный 1/250 пролета. Как показывает опыт, этого достаточно.</p>			

Проверка прогибов с прямым расчетом.

Если расчет необходим, следует рассчитать прогиб при условиях нагрузки, соответствующих цели проверки. Принятый метод расчета должен описывать истинное поведение конструкции при соответствующих воздействиях с точностью, соответствующей цели расчетов.

Наиболее точным методом расчета прогиба является метод, основанный на вычислении кривизны для ряда сечений вдоль длины элемента конструкции и последующем определении прогиба посредством численного интегрирования. В большинстве случаев достаточно рассчитать прогиб дважды, рассматривая весь элемент в состоянии без трещин и с трещинами, а затем интерполировать с использованием формулы.

Элементы, не нагруженные выше уровня, при котором предел прочности бетона при растяжении не превышен для любого сечения элемента, следует рассматривать как работающие без трещин. Элементы, в которых предполагается появление трещин, но при этом трещины не полностью пересекают сечение, будут находиться в промежуточном положении между состояниями без трещин и с трещинами, полностью пересекающими сечение. Для элементов, подверженных преимущественно изгибу, прогноз поведения выражается формулой:

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I$$

где α - рассматриваемый деформационный параметр, например относительная деформация, кривизна или угол поворота (упрощенно может быть рассмотрен как прогиб); αI , αII - значения параметра, рассчитанные для элемента без трещин и с трещинами соответственно; ξ - коэффициент распределения, учитывающий «эффект ужесточения» при растяжении.

Тема 4.5. Конструктивные схемы покрытий.

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размером 3×12 и 3×6 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты $1,5 \times 12$ и $1,5 \times 6$ м используют как доборные элементы, в местах повышенных снеговых отложений у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты другого типа - прогонных покрытий значительно меньших размеров ($3 \times 0,5$ и $1,5 \times 0,5$ м) - опираются на железобетонные прогоны, которые, в свою очередь, опираются на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

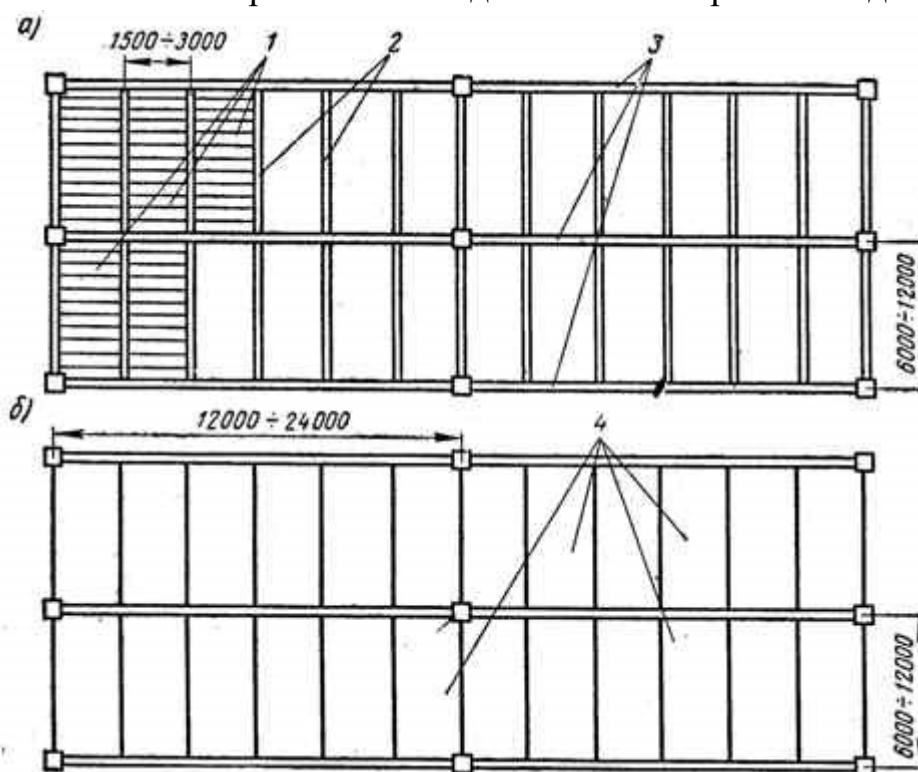


Рис. 4.9. Схема покрытий. а) – с прогонами вдоль здания; б) – с крупнопанельными плитами;
1 – плиты; 2 – прогоны; 3 – ригели; 4 – крупнопанельные плиты

Ребристые плиты 3×12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах — вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов (рис. 4.1). Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки — сварными каркасами и сетками. Бетон принимают классов С25/30, С35/40.

Плиты ребристые 3×6 м, также принятые в качестве типовых, имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой. Пли-ту толщиной 25...30мм армируют сварными сетками с расстояниями между стержнями рабочей и распределительной арматуры не более 350мм.

Высоту сечений продольных ребер принимают в пределах $1/20 \dots 1/30$ пролета. Ширину ребер, так же, как и толщину плит, определяют расчетом и конструктивными требованиями.

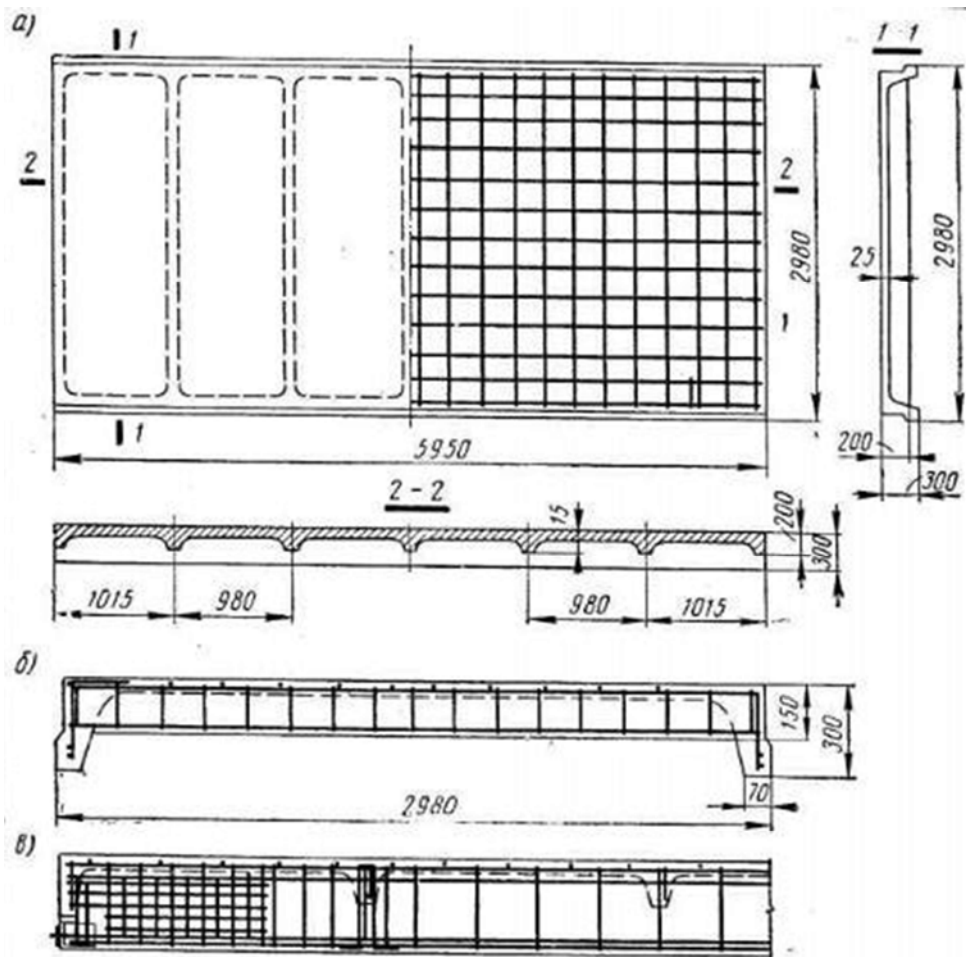


Рис. 4.10. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 6×3 м.
 а – конструкция панели; б – армирование поперечного ребра; в – армирование продольного ребра

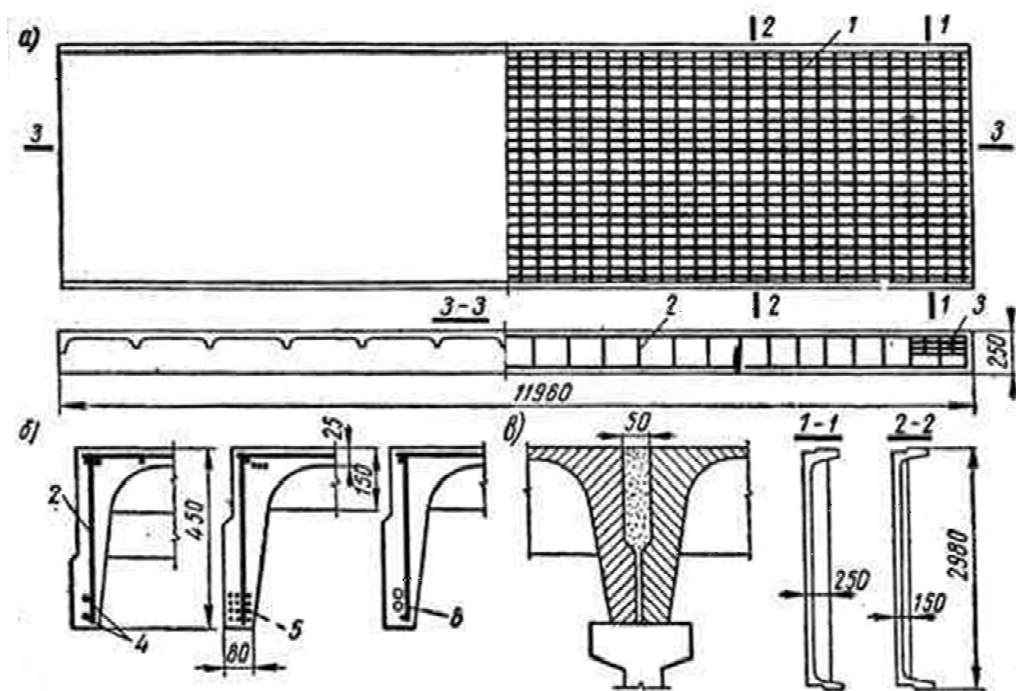


Рис. 4.11. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 12×3м
 а – конструкция панели; б – варианты армирование стержневой, проволочной и прядевой арматурой; в – сопряжение панелей; 1 – сетка плиты; 2 – каркас ребра; 3 – угловая сетка; 4 – стержни; 5 – предварительно напряженная проволочная арматура; 6 - пряди

Плиты двухконсольные 2Т размерами (3х12, 3х18, 3х24) имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м (2 м), и консольные свесы полок (рис. 4.12). Плиты 18 м и 24 м выполняются с продольными ребрами трапециевидного профиля и полки переменной высоты. Вследствие наличия консоли изгибающие моменты в полке значительно снижаются, поэтому поперечные ребра в этих плитах не выполняются. Благодаря этому так же упрощается опалубка изготовления и так же обеспечивается более равномерное обжатие продольных ребер по длине плит. В плитах продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. В приопорных верхних зонах создаются специальные пазы для образования шпонок после бетонирования полок. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полок до С10/15. Плиты 2Т рассчитываются как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения. Последовательность аналогична ребристым плитам, но с особенностью – приведением к эквивалентному тавровому сечению рис.4.12.

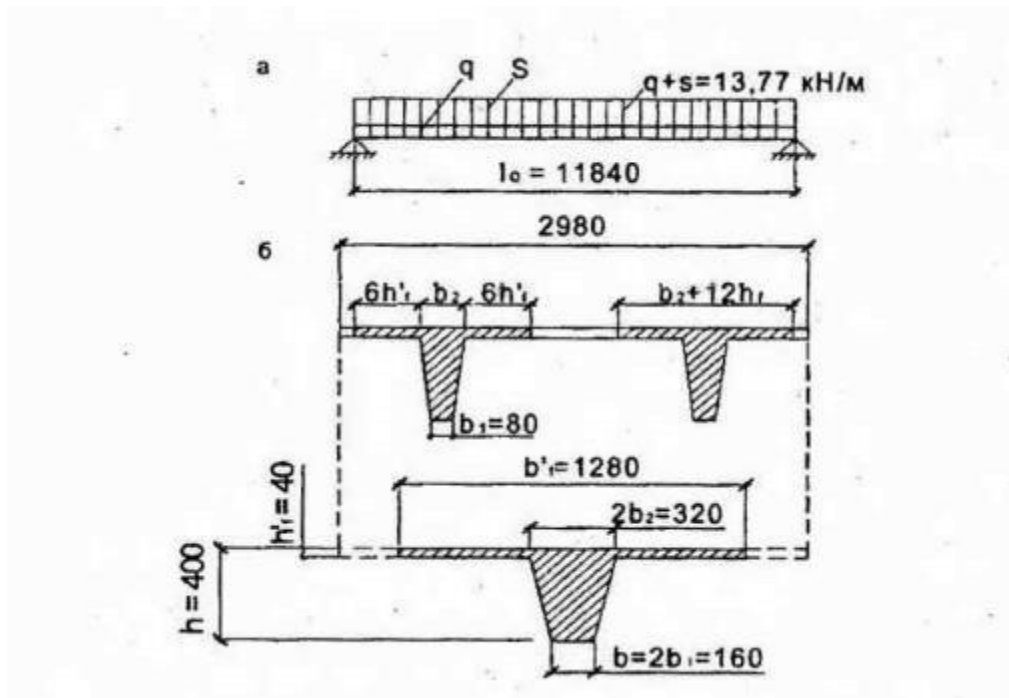


Рис. 4.12. Конструкция крупноразмерной панели покрытия 2Т

Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС имеют криволинейные продольные ребра с уширениями в нижней и верхней частях, гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета, 140...160 мм в торце у опор (рис. 4.13).

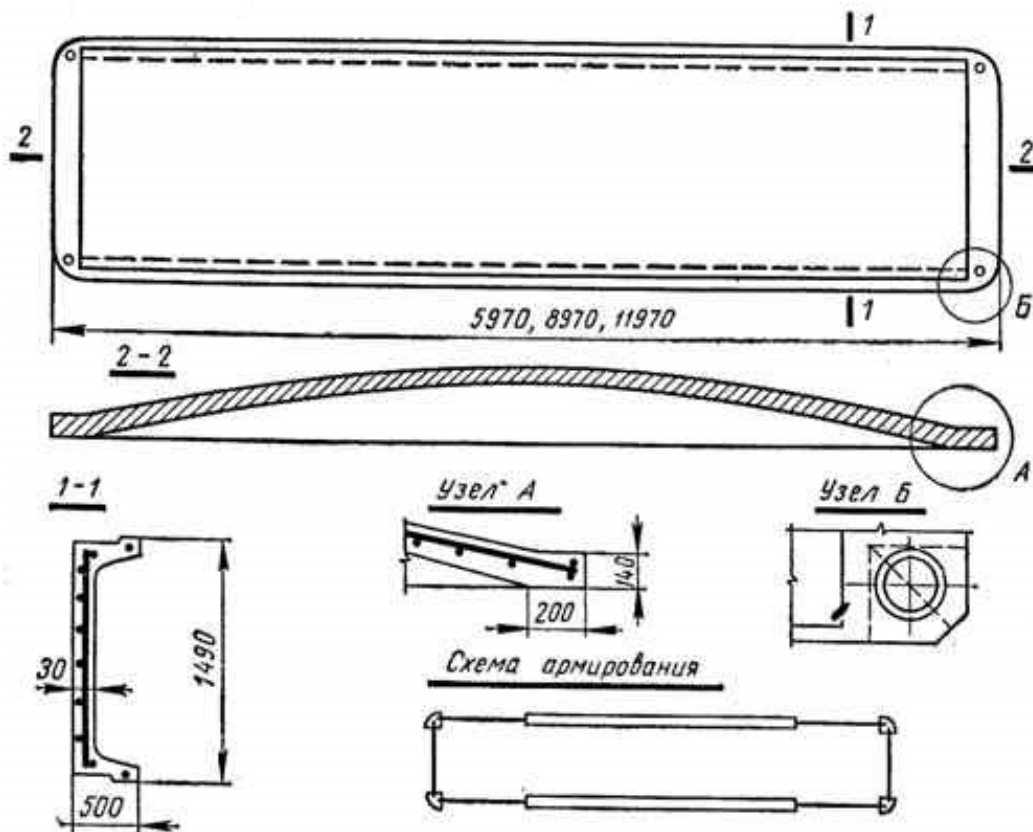


Рис. 4.13. Конструкция сводчатой крупноразмерной панели КЖС

По технико-экономическим показателям ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС, однако их преимущество в том, что при малом уклоне покрытия можно широко применять средства механизации в производстве кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднено.

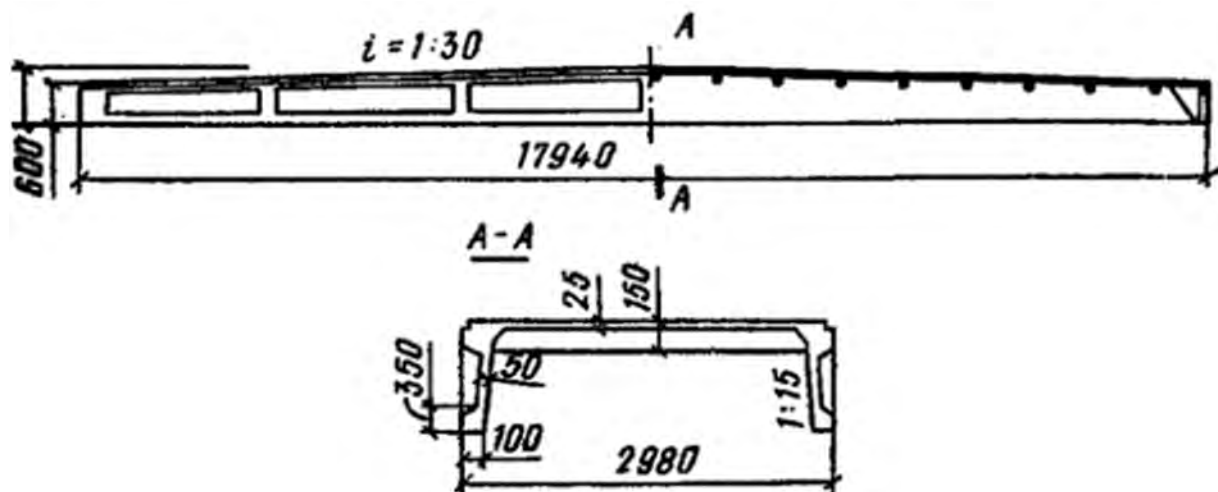


Рис. 4.14. Схема ребристой плиты покрытия под малоуклонную кровлю размером 3×18м

ЖБ стропильные балки применяются для перекрытия пролетов (6, 9, 12, 18 и 24м). В зависимости от профиля кровли балки бывают рис.4.15:

Двухскатные.

Уклон верхней полки 1/12, 1/15 (для скатных) и 1/30 (для малоуклонных кровель). Недостаток – определенная трудность при изготовлении, которая связана с устройством каркасов разной высоты.

Односкатные.

Применяются в зданиях с переменным уклоном (в зданиях с переменной высотой). Как правило, пролет 6 и 9м.

С параллельными поясами.

Применяется в качестве продольных ригелей для малоуклонных кровель, где уклон кровли создается утеплителем. Как правило, пролет 6, 9м.

С ломанным или криволинейным очертанием верхней полки. Такие балки не нашли широкого применения вследствие сложности своего изготовления, несмотря на свою целесообразность и экономичность.

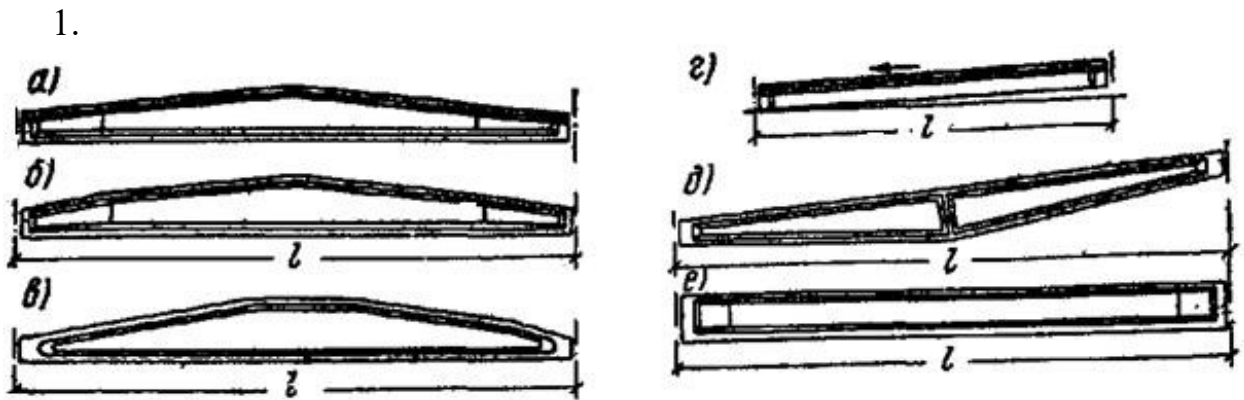


Рис. 4.15. Конструктивные схемы балок покрытий

Все балки длиной более 12м изготавливаются ПН. Нагрузка на балку от веса покрытия сеток передается через ребра плит в виде сосредоточенной силы. При числе ребер ≤ 4 , нагрузки принимаются как сосредоточенные силы, если >4 , то в виде равномерно распределенной нагрузки.

Нагрузка от подвешенного оборудования и коммуникаций прикладываются к нижнему поясу балки в виде сосредоточенных сил. Балки рассматриваются как шарнирно опертые разрезные с расчетными пролетами, равными расстоянию между серединами площадок опирания.

Общая последовательность расчета.

1. Назначение расчетных характеристик материалов, типа и геометрических размеров сечений;
2. Сбор нагрузок;
3. Назначение расчетной схемы и определение усилий в необходимых расчетных сечениях;
4. Предварительный подбор продольной ПН арматуры:
 - а. Выбор (расчетного) наиболее опасного сечения;
 - б. Назначение величины $\sigma_{0,max}$;
 - с. Назначение армирования наиболее опасного сечения;
5. Определение геометрических характеристик сечения балки и потерь ПН;
6. Проверка прочности нормального расчетного сечения балки для стадии эксплуатации с учетом и первых и вторых потерь (технологических и эксплуатационных);
7. Проверка прочности сечения балки в стадии изготовления (в стадии первых – технологических потерь);
8. Проверка прочности балки в коньке на отрыв верхней полки;
9. Проверка прочности балки в стадии эксплуатации на действие поперечных сил;
10. Расчет по второй группе предельных состояний:
 - а. Расчет на образование трещин;

- b. Расчет ширины раскрытия трещины при необеспеченной трещиностойкости;
- c. При необходимости – обеспечение условия декомпрессии (НД таблица 5.1);
- d. Определение деформации балки (с учетом трещин и без учета трещин);

Тема 4.6 Колонны

В строительстве преимущественно применяют колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения, развитого в плоскости действия большего изгибающего момента, а также двухветвевые с ветвями прямоугольного сечения. Последние рекомендуется использовать при значительных нагрузках и высоте более 14 м. Характерные виды колонн представлены на рис. 4.16.

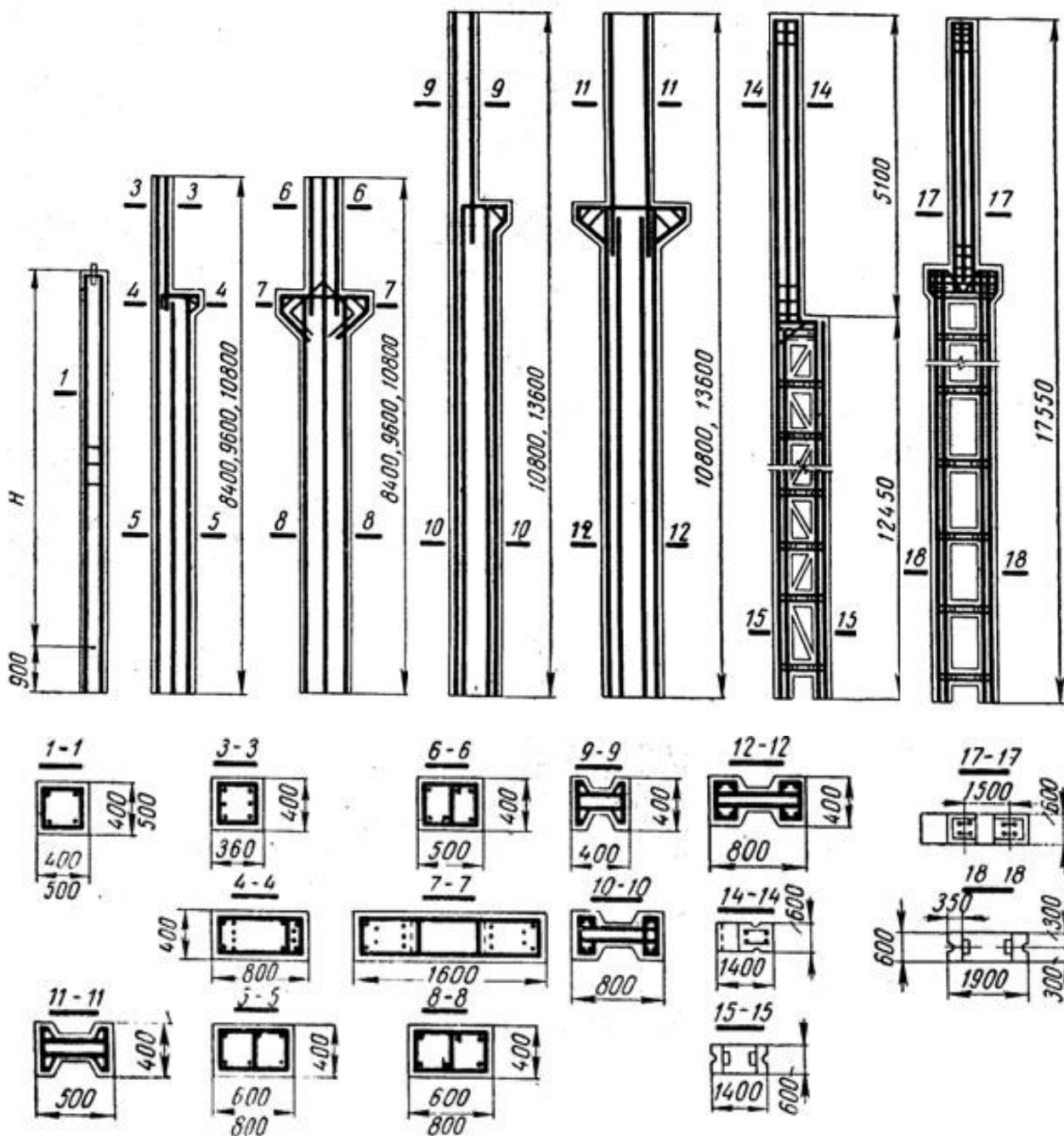


Рис. 4.16. Конструкции колонн одноэтажных зданий

Размеры колонн по высоте выше отметки чистого пола определяются технологическими требованиями к проектируемому зданию с учетом размещения в необходимых случаях кранового оборудования и принимаются кратными 0,6 м от уровня чистого пола, принимаемого в проектах условно ± 0.000 .

Размеры колонн по высоте ниже отметки чистого пола определяются расстоянием от чистого пола до верха фундамента и условиями заделки колонн в фундамент. При отсутствии специальных технологических требований расстояние от чистого пола до верха фундамента принимается равным 0,15 м (из условия окончания работ нулевого цикла до начала монтажа колонн).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям.

В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышая класс бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицированных колонн.

Размеры сечения колонн принимают не менее 300x300 мм. Ориентируясь на ограничения, установленные практикой проектирования, приняты следующие размеры сечения:

Для колонны крайнего ряда:

- Надкрановой части: $h \times b = 380 \times 400$ мм;

- Подкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм.

Для колонны среднего ряда:

- Надкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм;

- Подкрановой части: $h \times b = 800 \times 400$ мм.

Бетон для колонн рекомендуется принимать в зависимости от условий эксплуатации здания, но не ниже C20/25. Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм и хомутами из стали класса S500.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

Общее количество продольной арматуры должно быть не менее $A_{s,min}$:

$$A_{s,\min} \geq \begin{cases} 0,10N_{Ed} \\ f_{yd} \\ 0,002A_c, \end{cases}$$

где N_{Ed} – расчетное усилие,

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

Площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,\max} = 0,04A_c$, за исключением сечений соединений внахлестку, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08A_c$;

В колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу;

Диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

Расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $s_{cl,\max}$:

$$s_{cl,\max} \leq \begin{cases} 20\varnothing \text{ меньшего продольного стержня,} \\ \min(b, h) - \text{меньший размер сечения колонны,} \\ 400 \text{ мм.} \end{cases}$$

Максимальное расстояние между стержнями может быть уменьшено до $0,6s_{cl,\max}$ в следующих случаях:

а) в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже балки.

б) в сечениях вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. По длине нахлестки требуется располагать не менее трех хомутов.

Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплен (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня.

Определение требуемой площади сечения продольной рабочей арматуры

Практика проектирования типовых колонн показала, что наиболее целесообразно применять симметричное армирование сечений подкрановой и надкрановой частей, т.к. максимальные значения суммарных моментов положительного и отрицательного значения в расчетных сечениях незначительно отличаются по величине.

Определение $A_{s1}=A_{s2}$ начинается с предположения о том, что напряжения в обоих арматурах (растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2}) достигли расчетной прочности f_{cd} .

В этом случае действующее продольное усилие в колонне воспринимается бетоном сжатой зоны. Тогда относительное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны, можно определить по формуле:

$$\alpha_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

По полученному значению α_c , пользуясь данными таблицы П.5, определяем область деформирования. Значение α_c может оказаться в одной из 4-ех областей деформирования:

Область деформирования 1б. $\alpha_c \leq \frac{17}{81}$

Область деформирования 2. $\frac{17}{81} \leq \alpha_c \leq \frac{17}{21} \xi_{lim}$

Область деформирования 3. $\frac{17}{21} \xi_{lim} \leq \alpha_c \leq \frac{17}{21} \beta_h$

Область деформирования 4. $\alpha_c > \frac{17}{21} \beta_h$

Дальнейший ход расчета зависит от выявленной области деформирования.

Области деформирования 1б и 2 (случай больших эксцентриситетов).

По полученному значению относительного усилия α_c пользуясь формулами из таблицы П.6 определяем значения относительной высоты ξ и относительного изгибающего момента α_m .

Определяем площадь сжатой и растянутой арматуры $A_{s1}=A_{s2}$ по формуле:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1} - \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Принимаем для дальнейшего расчета площадь арматуры, исходя из сортамента, но не менее чем по конструктивным требованиям.

Определяем значения относительных деформаций в сжатой арматуре ε_{s2} по формулам таблицы П.6

9. Для области деформирования 1б $\varepsilon_{s2} = 10 \frac{\xi - \delta}{1 - \xi}$, а для области деформирования 2 $\varepsilon_{s2} = 3.5 \frac{\xi - \delta}{\xi}$, где $\delta = c_1/d$.

5. В случае, когда полученные значения ε_{s2} оказались больше значения деформаций ε_{sy} , т.е. напряжения в сжатой арматуре достигли расчетной прочности, проверку несущей способности сечения выполняем по формуле:

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

6. В случае, когда полученные значения ε_{s2} оказались меньше значения деформаций ε_{sy} , т.е. напряжения в сжатой арматуре не достигли расчетной прочности, для проверки несущей способности сечения необходимо уточнить положение нейтральной оси колонны.

Положение нейтральной оси находим из условия равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре:

$$N_{Ed} - \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{s2} \cdot A_{s2} = 0.$$

где σ_{s2} - напряжения в сжатой арматуре

При этом значения α_c определяются в зависимости от области деформирования по таблице П.6 в зависимости от зоны деформирования.

Напряжения в сжатой арматуре σ_{s2} определяются по формуле $\sigma_{s2} = E_s \varepsilon_{s2}$.

Задаваясь значением относительной высоты ξ методом последовательных приближений достигаем выполнения условия равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре.

Проверку несущей способности сечения выполняем по формуле

$$M_{Rd1} = \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} (d - c_1).$$

Следует отметить, что для области деформирования 1в условие равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2} \frac{\xi - \delta}{1 - \xi} = \frac{16\xi - 1}{15},$$

$$\text{где } \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

$$\alpha_{s2} = \frac{10E_s \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

Вычисляем предварительно промежуточные параметры

$$p = \frac{-15(\alpha_n + \alpha_{s1} + \alpha_{s2}) - 17}{16}$$

$$q = \frac{15(\alpha_n + \alpha_{s1} + \alpha_{s2} \cdot \delta) + 1}{16}$$

Находим относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}$$

Следует отметить, что для области деформирования 2 условие равенства внешней продольной силы N_{Ed} и суммы внутренних усилий в бетоне и арматуре может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2} \frac{\xi - \delta}{\xi} = \frac{17}{21} \xi,$$

где $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$,

$$\alpha_{s1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$$

$$\alpha_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu2} \cdot E_s \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

Вычисляем предварительно промежуточные параметры

$$p = -\frac{21(\alpha_n + \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17}$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s2} \cdot \delta}{17}$$

Находим относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}$$

Область деформирования 3 (случай малых эксцентриситетов).

В связи с тем, что напряжения в растянутой арматуре при нахождении сечения в этой области деформирования отличаются от принятых ранее для определения относительной высоты сжатой зоны, необходимо выполнить дальнейший расчет с учетом того, что напряжение в растянутой арматуре зависит от высоты сжатой зоны.

В этом случае относительную высоту сжатой зоны находят из условия равновесия всех сил в сечении.

Это условие может быть записано в виде:

$$\alpha_n + \alpha_{s1} \left(\frac{1}{\xi} - 1 \right) - \alpha_{s2} = \frac{17}{21} \xi,$$

где $\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s \cdot \varepsilon_{cu2} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d},$$

$$\alpha_{s2} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

Вычисляем предварительно промежуточные параметры

$$p = -\frac{21(\alpha_n - \alpha_{s1} - \alpha_{s2})}{17}$$

$$q = -\frac{21 \cdot \alpha_{s1}}{17}$$

Находим относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{2}\right)^2 - q}.$$

Область деформирования 4 (случай малых эксцентриситетов).

В этом случае рекомендуется значение требуемой площади сжатой арматуры определить предварительно в предположении, что значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \beta_h = \frac{h}{d},$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \beta_h \cdot \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1)}.$$

Принимаем для дальнейшего расчета площадь арматуры, исходя из сортамента, но не менее чем по конструктивным требованиям (см. раздел 1).

Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta_h$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - N_{Sd} = 0,$$

где:

$$p_4 = \left(\frac{4 \cdot \beta_h}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \right)^2,$$

$$k_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}},$$

$$k_{s2} = \frac{14 \left(\xi - \frac{c_1}{d} \right)}{7 \cdot \xi - 3 \cdot \beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}, \text{ но не более } 1,$$

где E_s принимается в ГПа.

Задаваясь значениями $\xi > \beta_h$, находим величину ξ , при котором выполняется условие равновесия.

Далее проверяем условие:

$$M_{Ed1} \leq M_{Rd1} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (d - c_1).$$

Расчет эффектов второго порядка

Согласно п. 5.8 ТКП EN 1992-1-1-2009* [6] под эффектами второго порядка понимают дополнительные эффекты от воздействия, обусловленные деформацией конструкции.

Под эффектами первого порядка понимают эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств.

Для поперечных сечений, находящихся под действием сжимающей силы, необходимо применять минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм, при этом h является высотой сечения.

Тогда принимаемый для расчета поперечных сечений начальный эксцентриситет следует определять следующим образом:

$$e_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \\ \frac{h}{30} \\ 20 \text{ мм} \end{array} \right.$$

Значения моментов первого порядка у концов надкрановой и подкрановой частей колонны M_{01} и M_{02} определяются как произведение продольной силы и начального расчетного эксцентриситета, причем $|M_{02}| \geq |M_{01}|$:

$$M_{01} = N_{Ed} \cdot e_{01},$$

$$M_{02} = N_{Ed} \cdot e_{02}.$$

Эффекты второго порядка могут не учитываться, если они составляют менее 10% от соответствующих эффектов первого порядка а так же, если для гибкости выполняется условие:

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

где $A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \varphi_{ef}}$ (допускается принимать $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (допускается принимать $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (допускается принимать $C = 0,7$);

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

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

M_{0Eqp} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при практически постоянном сочетании нагрузок;

M_{0Ed} – изгибающий момент с учетом эффектов первого порядка при расчетном сочетании нагрузок.

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

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

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

Выбор формулы для определения расчетной длины зависит от того, раскреплен элемент или нет.

Расчетная длина для раскрепленных элементов определяется по формуле:

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

Для нераскрепленных:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\},$$

где l – длина в свету сжатого элемента между закреплениями концов;

k_1, k_2 – значения относительной податливости закрепления от поворота на концах 1 и 2 соответственно.

Поскольку жесткое закрепление обеспечить невозможно, допускается минимальное значение для k_1 и k_2 принять равным 0,1. При полном отсутствии закрепления от поворота $k = \infty$.

Вышеприведенные рекомендации для определения расчетных длин частей ступенчатой колонны ОПЗ с мостовыми кранами представляют определенную сложность и требуют дальнейшей детальной проработки. Поэтому на данном этапе обучения в настоящий момент представляется целесообразным воспользоваться рекомендациями табл. П.8 [табл. 7.4 НД] по определению расчетных длин надкрановой (верхней) и подкрановой (нижней) частей колонны ОПЗ с мостовыми кранами.

Гибкость надкрановой и подкрановой частей колонны определяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где i – радиус инерции сечения колонны: $i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}}$.

Если $\lambda > \lambda_{\text{lim}}$, то необходимо учитывать эффекты второго порядка.

Источник предлагает следующие методы учета эффектов второго порядка (продольного изгиба):

1) Общий метод, основанный на нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка ;

2) Упрощенный метод, основанный на номинальной жесткости;

3) Упрощенный метод, основанный на номинальной кривизне;

В национальном приложении принят метод учета на основе номинальной жесткости. Этот метод допускается применять как для отдельных элементов, так и для конструкции в целом, если значение номинальной жесткости рассчитано предварительно.

Номинальная жесткость колонны:

$$EI = k_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + k_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где: E_{cd} , E_s – расчетные значения модуля упругости бетона и арматуры соответственно;

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

K_s – коэффициент, учитывающий влияние арматуры;

K_c – коэффициент, учитывающий влияние трещин, ползучести.

При $\rho \geq 0,002$:

$$k_s = 1,$$
$$k_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}),$$
$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}},$$

Влияние ползучести не учитывается, т. е. $\varphi_{ef} = 0$, если выполнены три следующих условия:

$$\varphi(\infty, t_0) \leq 2;$$
$$\lambda \leq 75;$$
$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} \geq h.$$

При этом M_{0Ed} является моментом, определенным с учетом эффекта первого порядка, а h — высотой поперечного сечения в соответствующем направлении.

Примечание — Если условия согласно 5.8.2 (6) или 5.8.3.3 будут выполнены только частично, то следует учитывать эффекты второго порядка и ползучесть, кроме случаев, когда механический коэффициент армирования (ω , см. 5.8.3.1 (1)) составляет не менее 0,25.

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20,$$
$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Критическая сила определяется по формуле Эйлера:

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}.$$

Общий расчетный момент, с учетом эффектов первого и второго порядков, рассчитывается по формуле:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right],$$

где M_{0Ed} — изгибающий момент, определенный по результатам статического расчета с учетом геометрических несовершенств, т. е. с учетом эффектов первого порядка.

Согласно [6, п. 5.8.7.3(3)], в качестве M_{0Ed} при расчете элементов без нагрузок, приложенных между концами элементов допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка M_{0e} :

$$M_{0e} = 0.6 \cdot M_{02} + 0.4 \cdot M_{01} \geq 0.4 \cdot M_{02};$$

β – коэффициент, зависящий от распределения моментов с учетом эффектов первого и второго порядков.

Упрощенно можно принять $\beta=1$, таким образом, общий расчетный момент определяется следующим образом:

– для надкрановой и подкрановой частей крайней колонны, а также надкрановой части крайней колонны:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}};$$

– для подкрановой части средней колонны допускается принимать эквивалентный постоянный момент с учетом эффектов первого порядка M_{0e} :

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} = \frac{M_{0e}}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}}.$$

Расчет и конструирование консоли колонны

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Расчет консолей колонн выполняется методом тяжей-распорок. Роль тяжей в модели выполняет основная продольная арматура $A_{S,main}$, а роль распорки выполняет сжатый бетонный подкос (см. рис. 4.17, 4.18).

Угол θ , как правило, необходимо ограничивать. Рекомендуемые предельные значения равны:

$$1 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 2,5 \quad \text{или} \quad 45^\circ \leq \theta \leq 68^\circ$$

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки и горизонтальная сосредоточенная сила от торможения тележки крана.

Условия равновесия будут выглядеть следующим образом:

$$M_B^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot (a_n + z_0) = F_s \cdot z_0$$

$$M_A^t = F_{Ed} \cdot a_c + H_{Ed} \cdot a_n = F_c \cdot a_c \cdot \sin\theta$$

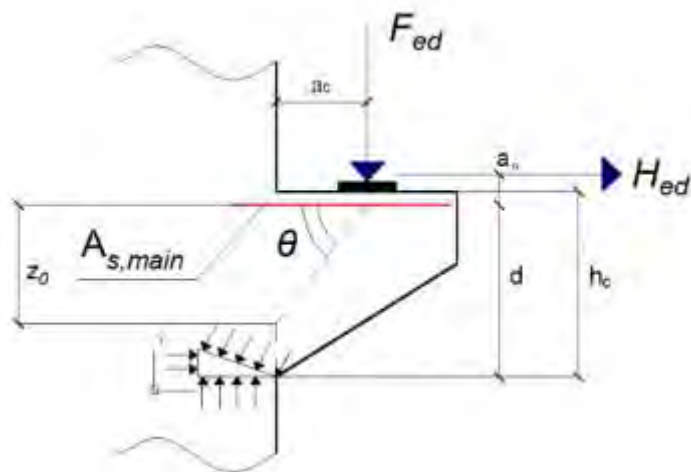


Рис.4.17 - Система тяжей-распорок в расчете коротких консолей θ – угол между бетонным сжатым подкосом и осью консоли, перпендикулярной к поперечному усилию; b_w – ширина сечения консоли; z – плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$.

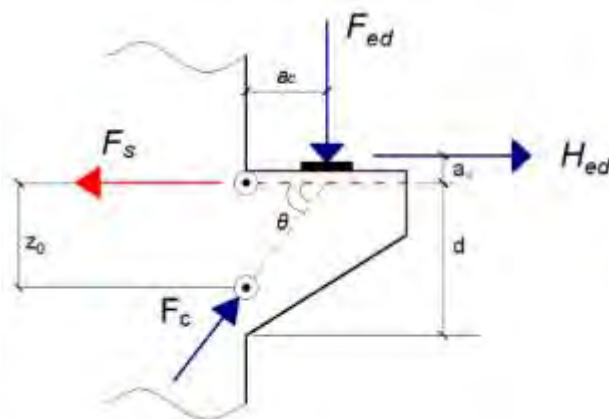


Рис. 4.18 - Схема усилий действующих в консоли по [12]

Из условий равновесия можно определить усилия в растянутой арматуре консоли и сжатом подкосе:

$$F_s = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{a_n}{z_0}\right)$$

$$F_c = \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{\sin \theta}$$

При этом напряжение в бетоне следует ограничивать значениями:

$$\sigma_{Rdmax} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Значение угла наклона сжатого бетонного подкоса можно определить из рисунка 4.19:

$$\cos \theta = \frac{a/2}{d - z_0}$$

$$f_c = \frac{F_c}{a \cdot b_w} \leq \sigma_{Rd,max}$$

Следовательно,

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max}}$$

Для обеспечения прочности должны соблюдаться условия:

$$a_h = a \cdot \sin \theta \leq t$$

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos \theta} > a_c$$

Последнее условие относится к определению коротких консолей ($z_0 > a_c$).

Подставляя в последнее выражение значение для а, определенное выше, получаем:

$$d - \frac{F_c}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos \theta} > a_c$$

$$d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{2 \cdot b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta} = d - \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta} > a_c$$

$$d - a_c > \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot \sigma_{Rd,max} \cdot \sin 2\theta}$$

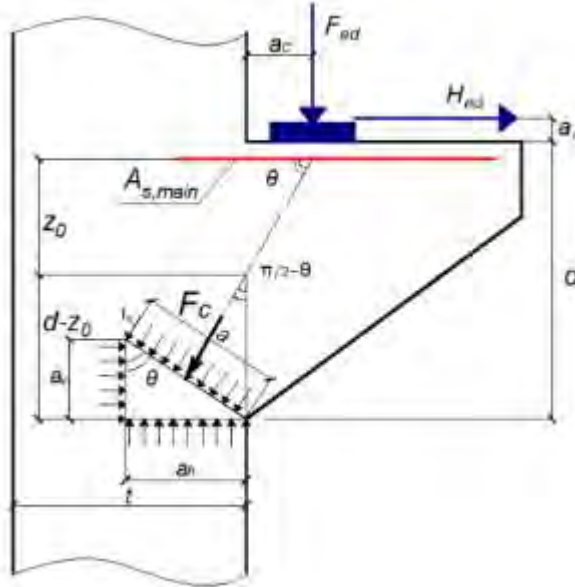


Рис. 4.19 - К определению угла наклона сжатого бетонного подкоса

$$\sin 2\theta > \frac{F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{a_n}{a_c}}{b_w \cdot (d - a_c) \sigma_{Rd,max}},$$

откуда и определяем угол θ

Следует обратить внимание, что значение угла 2θ , может принимать значение от 0 до 180° , в то время, как расчет $\arcsin(2\theta)$ с использованием инженерных калькуляторов выдает значения в пределах от 0 до 90° . Поэтому, при вычислении угла следует принимать реально возможный угол θ при данных условиях задачи, исходя из графической схемы усилий, действующих в консоли (рис. 4.19).

Подбор основной продольной арматуры консоли выполняют по найденному усилию

$$F_S = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} + H_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{a_n}{z_0}\right)$$

$$A_{S.main} = \frac{F_S}{f_{yd}}$$

Главную растянутую арматуру в основном принимают в виде «П-образных» или замкнутых горизонтальных хомутов. Схемы армирования основной продольной арматурой представлены на рис. 4.20.

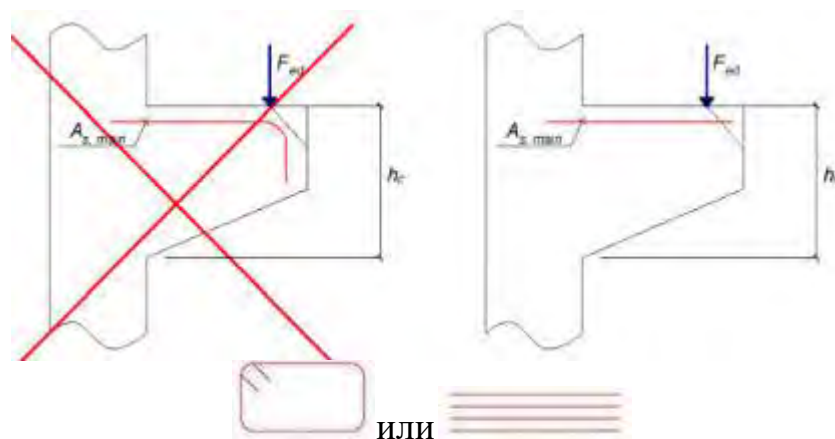


Рис. 4.20 - Армирование консоли колонны

Условия анкерки главной растянутой арматуры коротких консолей согласно НД изложены в п.11.2.41. В ТКП EN 1992-1-1-2009*, в отличие от НД, данные условия не оговариваются.

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкерки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкерки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

Конструирование горизонтальных хомутов консоли (рис. 4.20) выполняют исходя из следующего соотношения:

Если $a_c < 0,5 \cdot h_c$, замкнутые горизонтальные или наклонные хомуты должны быть установлены в дополнение к главной растянутой арматуре по всей высоте консоли. Площадь этих хомутов должна составлять:

$$\Sigma A_{s.ink} = k_1 \cdot A_{s.main}$$

где рекомендуемое значение $k_1 = 0,25$

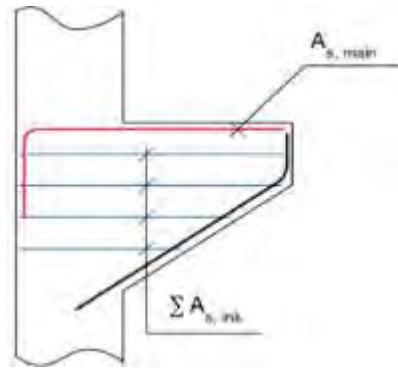


Рис.4.21 - К конструированию горизонтальных хомутов консоли

В случае если $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$, определяют расчетное значение сопротивления поперечной силе.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d, \text{ но не менее}$$

$$V_{Rd,c} \cdot (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w d,$$

где f_{ck} - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

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

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

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

Причем, для элементов конструкций, у которых нагрузка приложена к верхней грани сечения в пределах зоны:

$0,5d \leq a_v \leq 2d$ от края опоры (рис. 4.22), вклад данной нагрузки в поперечном усилии F_{Ed} учитывается умножением на коэффициент $\beta = a_v/2d$. Для $a_v \leq 0,5d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5d$. Это правило понижения действительно только в тех случаях, когда продольная арматура полностью надежно заанкерена на опоре.

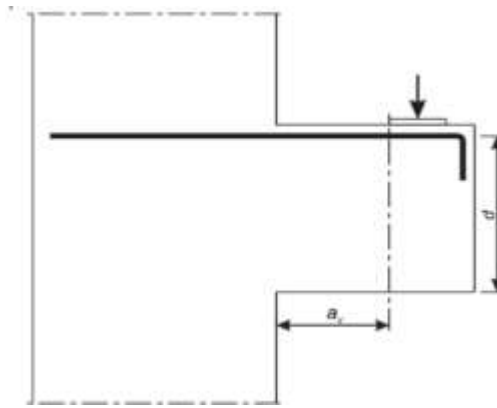


Рис. 4.22 - К определению расчетного значения сопротивления поперечной силе

Если $a_c \geq 0,5 \cdot h_c$ и $F_{Ed} > V_{Rd,c}$, то кроме горизонтальных хомутов необходимо устанавливать расчетное количество поперечной замкнутой арматуры (замкнутые вертикальные хомуты)

Если $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ то площадь арматуры вертикальных замкнутых хомутов (рис. 4.9) определяют из соотношения:

$$\Sigma A_{s,ink} = k_2 \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}$$

где рекомендуемое значение $k_2 = 0.5$

Если $F_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ то вертикальное армирование не требуется.

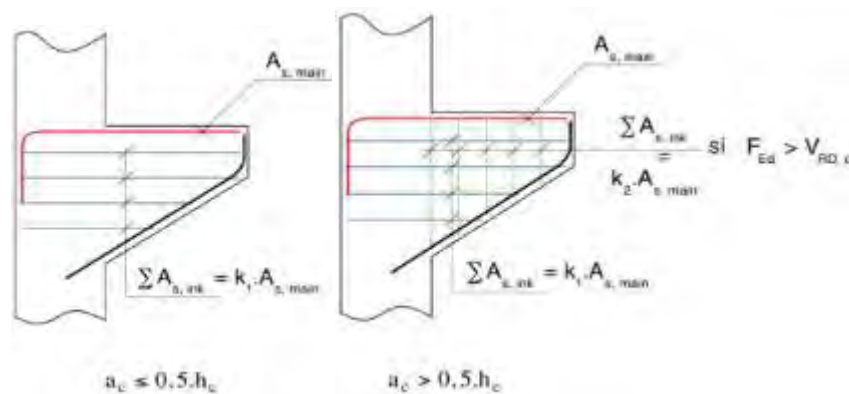


Рис. 4.23 - К расчету армирования консоли вертикальными хомутами

Двухветвевые колонны сквозного сечения сложная рамная конструкция, расчет которой выполняется с учетом продольных деформаций, при этом допускается ряд допущений (упрощений) в расчете:

1. Продольная вертикальная нагрузка N в сквозном сечении 1-1 распределяется между ветвями по правилу рычага. Это допустимо т.к. влияние жестких узлов сопряжения элементов на

распределение продольных усилий в подкрановых ветвях незначительны;

2. Изгибающие моменты подкрановых ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены по середине высоты рассматриваемых ветвей между распорками;
3. Верхняя распорка принимается с жесткостью равной бесконечности, так как ее погонная жесткость превышает во много раз жесткость ветви и рядовых распорок.
4. (!) При наличии растягивающих усилий в одной из ветвей жесткость на этом участке при расчете по первой группе ПС принимается равной нулю. В этом случае моменты в сжатой ветви определяются из условия передачи всей поперечной силы только на сжатую ветвь.

Тема 4.7 Расчет и конструирование монолитного железобетонного фундамента под внецентренно сжатую колонну

Расчет и конструирование отдельно стоящего фундамента стаканного типа под сборные железобетонные колонны осуществляется в следующей последовательности:

- назначается глубина заложения и размеры тела фундамента;
- определяются усилия, действующие на фундамент;
- определяются размеры подошвы фундамента и проверяются напряжения в грунте под подошвой;
- проводится расчет плиты фундамента и его армирование;
- рассчитывается стаканное сопряжение колонны с фундаментом (расчет подколонника и его армирование).

Назначение размеров элементов фундамента

Высота отдельно стоящего фундамента стаканного типа под колонну назначается из конструктивных условий, исходя из требований, обеспечивающих достаточную прочность заделки колонны в фундаменте, прочность плитной части фундамента на продавливание при монтаже, возможность выверки колонны при установке, а также из условий глубины заложения фундамента, диктуемых глубиной сезонного промерзания грунтов и конструктивным решением здания (отметка верха фундамента, наличие подвалов/технологических приямков и т.д.). Минимальная глубина заложения фундамента составляет 0,7 м (ТКП 45-5.01-67-2007, п. 5.2).

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса фундамента и веса грунта на его уступах. При $e_0 \leq h_c$ (h_c – больший размер сечения колонны) глубина заделки должна быть не менее h_c ; при $e_0 \geq h_c$ глубина заделки принимается не менее $h_c \cdot 1.4$. Для двухветвевых колонн при большем размере всего сечения h_1 и большем размере сечения ветви b_v глубина заделки должна быть не менее $(0.5 + 0.33 \cdot h_1)$ и менее $1.5 \cdot b_c$ и не более 1.2 м. Кроме того, глубина заделки колонны должна удовлетворять требованиям достаточной анкеровки рабочей арматуры колонны в стакане фундамента после ее замоноличивания.

Полная глубина стакана принимается равной глубине заделки колонны плюс 50 мм. Толщина дна стакана должна быть не менее 200 мм. Зазор поверху между колонной и внутренней поверхностью стакана не менее 75 мм, а понизу – не менее 50 мм. Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм.

Толщина стенок армированного стакана принимается не менее 200 мм и не менее $0,2h_c$ (для двухветвевых колонн). Таким образом, назначив толщину стенок стакана δ , получим требуемые размеры сечения подколонника:

$$h_p = h_c + 2 \cdot 75(\text{мм}) + 2 \cdot \delta ;$$

$$b_p = b_c + 2 \cdot 75(\text{мм}) + 2 \cdot \delta .$$

Опалубочные размеры фундамента по крайним граням, а также размеры сечения подколонника принимаются кратными 300 мм, округляя их в большую сторону. Размеры ступеней плитной части фундамента принимаются кратными 150 мм.

Определение расчетных усилий

Согласно ТКП EN 1990-2011* п. А1.3.1 (5), расчет элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т. д.) (STR), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. п. 6.4.1), рекомендуется производить, используя один из следующих трех подходов, дополненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в EN 1997.

Подход 1: расчетные значения согласно таблице А1.2(С) и расчетные значения согласно таблице А1.2(В) применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы А1.2(С), а несущую способность конструкции - на основе таблицы А1.2(В).

Определение расчетных усилий, действующих на фундамент относительно оси симметрии, производится после получения внутренних усилий в результате расчета поперечной рамы, без учета собственного веса самого фундамента и грунта на его уступах по формулам:

$$M_{Ed} = M_{Ed,4-4} + V_{Ed,4-4} \cdot h_f + G_{Ed,w} \cdot e_w$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,4-4} + G_{Ed,w}$$

где $M_{Ed,4-4}$, $N_{Ed,4-4}$, $V_{Ed,4-4}$ – соответственно изгибающий момент, продольная и поперечная силы в нижнем сечении колонны, полученные в результате расчета поперечной рамы;

h_f – высота фундамента;

$G_{Ed,w}$ – расчетная продольная сила от веса фундаментной балки и опирающихся на нее стеновых панелей (стены) и элементов остекления:

$$G_{Ed,w} = G_{Ed,\phi.б.} + G_{Ed,\phi}$$

$G_{Ed,\phi.б.}$ – расчетная нагрузка от веса фундаментной балки;

$G_{Ed,\phi}$ – расчетная нагрузка от веса стеновых панелей (стены) и элементов остекления, опирающихся на фундаментную балку;

e_w – расстояние от оси фундамента до оси фундаментной балки.

Определение нормативных значений внутренних усилий M_{Ek} и N_{Ek} производится с использованием аналогичных формул, в которые подставляются нормативные значения внутренних усилий, полученных в результате статического расчета поперечной рамы, а также нормативные значения внутренних усилий от веса фундаментных балок и элементов стенового ограждения, опирающихся на фундаментную балку.

Определение размеров подошвы плитной части фундамента

Размеры подошвы фундамента можно определять, руководствуясь двумя нормативными документами ТКП EN 1997-1 (приложение D) и ТКП 45-5.01-67-2007 (п. 5.3). Ниже приведена методика расчета по второму документу.

Определение размеров подошвы фундамента можно производить без расчета основания по деформациям, если среднее давление от нормативных усилий P_0 по подошве не превышает расчетного сопротивления грунта R , а максимальное $P_{max,k}$ не превышает $1,2R$ (в курсовом проекте допустимо вместо значения расчетного сопротивления грунта R использовать условное расчетное сопротивление R_0), .

В одноэтажных промышленных зданиях с кранами грузоподъемностью до 75 т минимальное давление под подошвой должно быть $P_{min,k} \geq 0$, т.е. эпюра давления на грунт может быть треугольной ($P_{min,k}=0$) или трапециевидной ($P_{min,k}>0$), т.е. случай неполного касания подошвы фундамента основания не рассматривается.

Определение размеров подошвы фундамента производится с использованием метода последовательных итераций (приближений). Первым шагом является определение площади подошвы фундамента по условному расчетному сопротивлению R_0 .

$$A_\phi = \frac{N_{Ek} + Q}{R_0 - q \cdot \alpha}$$

нагрузка на фундамент от надземных конструкций (без учета веса фундамента), кН(кН/м);

Q – нагрузка от веса фундамента G_ϕ и грунта на его обрезах $G_{гр}$, кН(кН/м);(в рамках курсового проекта осредненный объемный вес бетона и

грунта на его уступах может быть принят равным 20 кН/м^3); следовательно $Q = d_f \cdot 20 \text{ кН/м}^3$;

d_f – глубина заложения фундамента;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания, принимаемый в диапазоне $0,11 \dots 0,5$ (принимается большее $0,5$);

q – усредненная расчетная нагрузка от пола, транспорта и складированных материалов, кН/м^2 . Если нагрузка q не оговаривается в техническом задании на проектирование, ее допускается принимать для производственных зданий равной 20 кН/м^2 , в остальных случаях – 10 кН/м^2 .

Затем, задавшись соотношением сторон фундамента $0,6-0,9$, определяется длина и ширина подошвы, при этом размеры назначаются кратными 300 мм с округлением в большую сторону. После этого определяется фактическая площадь фундаментной плиты, а также момент сопротивления W_ϕ .

После этого, для всех расчетных комбинаций усилий определяются максимальные P_{\max} , минимальные P_{\min} , а также средние значения P_0 давления под подошвой фундамента:

$$P_{\max,k} = \frac{N_{Ek}}{A_\phi} \pm \frac{M_{Ek}}{W_\phi} + \gamma_m \cdot d_f$$

$$P_{0,k} = \frac{N_{Ek}}{A_\phi} + \gamma_m \cdot d_f$$

В случае, если $P_{\min,k}$, $P_{\max,k}$ или $P_{0,k}$ не удовлетворяют критериям расчета основания по деформациям (условиям, перечисленным выше), необходимо изменить соотношение сторон подошвы или увеличить (а в случае больших недонапряжений уменьшить) их размеры.

Расчет плитной части фундамента

Расчет плитной части фундамента заключается в определении ее высоты h_{pl} и площади сечения арматуры, устанавливаемой вблизи подошвы для восприятия растягивающих усилий, возникающих вследствие изгиба консольных выступов от реактивного давления грунта.

Площадь сечения арматуры плитной части фундамента определяется расчетом плиты на изгиб по нормальным сечениям у грани ступени плиты (для двухступенчатой плиты) и по грани подколонника и грани колонны (при одноступенчатой плите) в направлении большей стороны и в этих же местах в направлении меньшей стороны плиты.

Изгибающие моменты, определяемые по граням уступов в продольном (x) направлении:

$$M_{ix} = \frac{2p_{\max} + p_i}{6} \cdot b_f l_i^2$$

и момент от среднего давления под плитой в поперечном (y) направлении:

$$M_{iy} = p_m a_f \frac{l_i^2}{2}$$

Площадь сечения арматуры подошвы в x (y) направлении определяется с использованием общей либо упрощенной деформационной модели.

Первоначально назначенная высота плиты h_{pl} проверяется расчетом на продавливание по поверхности усеченной пирамиды с верхним основанием в виде нижнего сечения подколонника, а боковые грани наклонены к горизонту под углом с соотношением сторон 1:1,5 (угол наклона составляет приблизительно 33°). Если пирамида продавливания выходит за пределы плиты, то проверка прочности на продавливание не производится (продавливания не происходит). Если же контуры плиты находятся за пределами пирамиды продавливания, то производится проверка прочности в соответствии с п. 6.4 [10]. При невыполнении условия прочности на продавливание необходимо увеличить высоту плиты, а при большей высоте увеличить количество ступеней плиты.

Количество ступеней плиты рекомендуется принимать:

при $h_{pl} \leq 450$ – одна;

при $450 < h_{pl} \leq 800$ – две;

при $h_{pl} > 800$ – три.

Размеры ступеней рекомендуется принимать такими, чтобы контур плиты или хотя бы нижняя часть нижней ступени находились внутри призмы продавливания.

Расчет подколонника, подбор армирования

Стаканная часть фундамента рассчитывается как внецентренно сжатый железобетонный элемент и армируется продольной (вертикальной) и поперечной (горизонтальной) арматурой. Поперечная арматура выполняется в виде горизонтальных сварных сеток, хомутов либо отдельных стержней. Продольная арматура располагается в вертикальных стенках стакана в виде гнутых арматурных стержней.

Согласно ЕС-2. п. 10.9.6 фундаменты стаканного типа делятся на два вида:

- с профилированной поверхностью в зоне контакта стакана с колонной рис. 4.24.

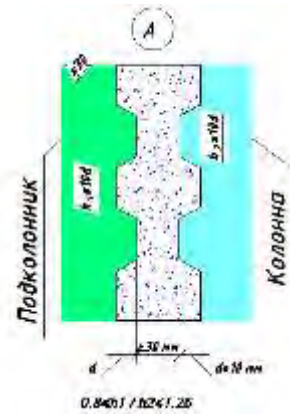
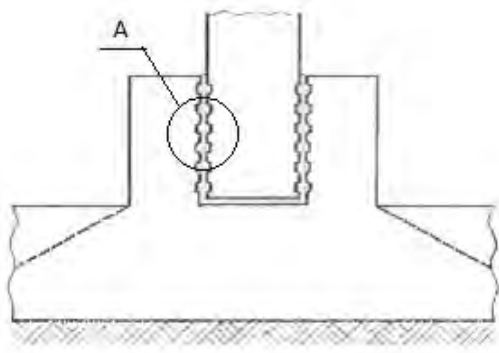


Рис. 4.24. Фундамент с профилированной поверхностью.

- с гладкой поверхностью рис.4.25.

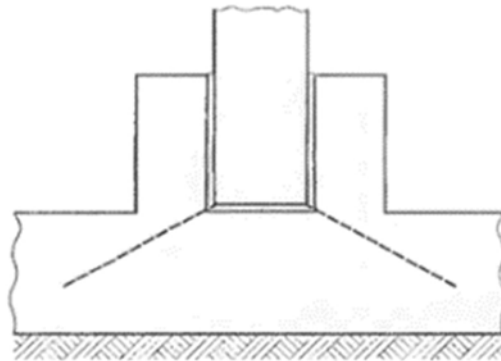


Рис. 4.25. Фундамент с гладкой поверхностью.

Расчетные схемы для расчета фундаментов первого и второго типа представлены на рис. 10.7 ЕС-2.

В рамках выполняемого курсового проекта рассмотрим методику расчета фундамента с гладкой внутренней стенкой, такой тип наиболее распространен в строительной отрасли РБ.

Расчет фундаментов с шпоночной поверхностью приближенны к расчету монолитных фундаментов.

Воспринимаемые внешние усилия и возможные разрушения стакана (подколонника) представлены на рис. 4.26. Наиболее опасные повреждения I и IV для них выполняем расчет армирования.

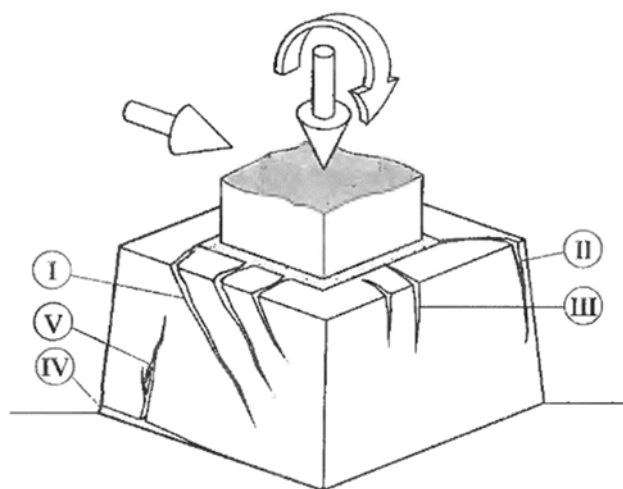


Рис. 4.26. Внешние воздействия и характерные разрушения стакана.

Действующие напряжения и расчетная схема представлены на рисунке 4.27.

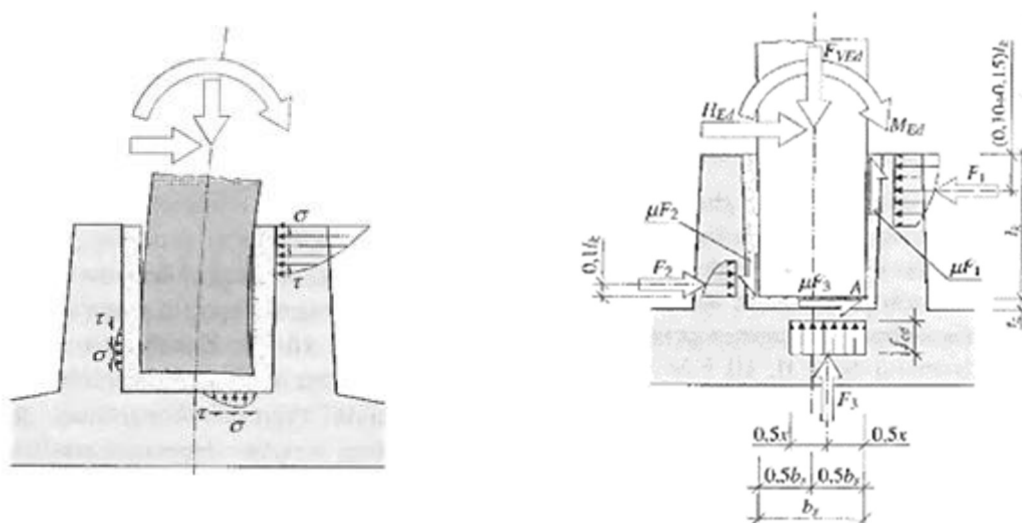


Рис. 4.27. Действующие напряжения и расчетная схема

Согласно, описанной выше схемы распределения напряжений, (рис. 10.7 в ЕС-2) в стаканах с гладкими поверхностями, можно сформулировать модель расчета, содержащую три условия равновесия:

$$H_{Ed} \leq H_{Rd} = F_1 - F_2 - \mu \cdot F_3,$$

$$F_{V,Ed} \leq F_{V,Rd} = \mu \cdot F_1 - \mu \cdot F_2 + F_3,$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = -H_{Ed} l_k + 0,5 F_{V,Ed} b_s + \mu \cdot F_2 \cdot b_s + (l_k - 0,1 l_k) F_1 - - 0,1 l_k F_2 - 0,5 F_3 b_s,$$

b_s – высота поперечного сечения колонны;

μ – коэффициент трения равен отношению касательных сил к нормальным, принимаем $\mu = 0$.

Решая эти уравнения получим неизвестные F_1, F_2, F_3 . При решении вышеуказанных уравнений получают предел прочности на разрыв верхнего края стакана (F_1), что позволяет определить необходимую горизонтальную арматуру стакана A_{sw} .

$$A_{sw} = F_1 / f_{yd}$$

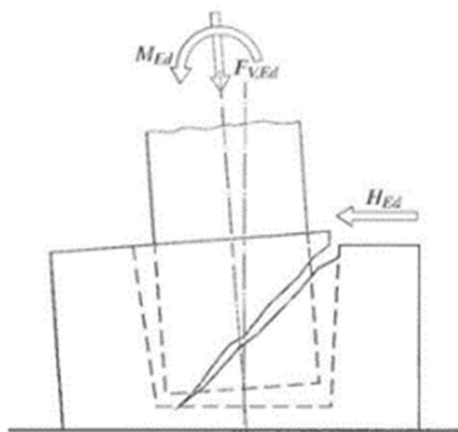


Рис. 4.28. Схема разрушения стакана

В выражении выше рассматривается армирование на участке $0,2 \cdot l_k$ (глубины заделки колонны в стакане) от верхнего края стакана. Ниже также должны быть расположена горизонтальная арматура, хотя она не включается в расчет, так как напряжения в момент разрушения может быть отличным от f_{yd} .

Следует отметить, что арматура A_{sw} располагается в стенках стакана в виде отдельных стержней либо закрытых хомутов с величиной нахлеста (l_{bd}).

Их расчетной схемы 4.29 получают усилие сопротивления на разрыв вертикальной стенки стакана.

$$N_V = F_1 \cdot (0,9 \cdot l_k) / z,$$

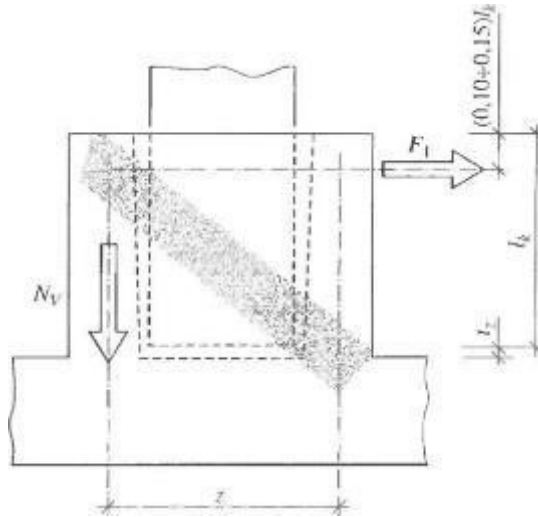


Рис. 4.29. Схема для расчета вертикальной арматуры.

Вертикальное армирование в растянутой стенке получаем по формуле ниже.

$$A_{sv1} = \frac{F_1 \cdot 0.9 \cdot l_k^2}{z \cdot f_{yd}}$$

z – плечо сил.

Вертикальная арматура располагается в стенках стакана в виде арматурных изделий (петель) рис. 4.30 - 4.33.

Армирование на противоположных стенках A_{sv2} (при отсутствии изгибающего момента в противоположной плоскости) принимается конструктивно.

Армирование A_{sv1} и A_{sv2} должно быть заведено в плитную часть фундамента, не менее, чем на l_{bd} .

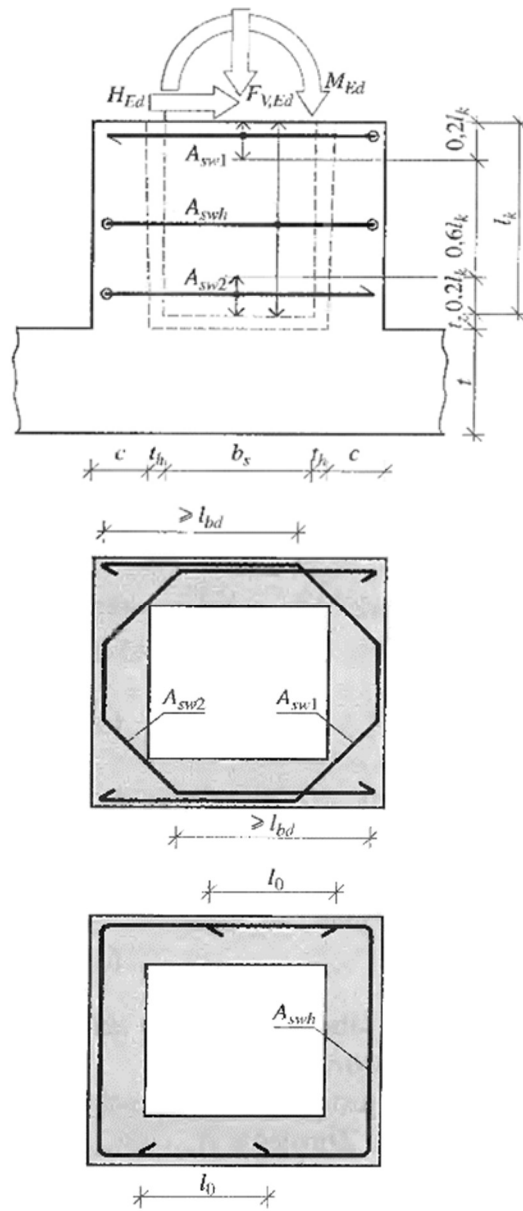


Рис. 4.30. К расчету горизонтального армирования стакана

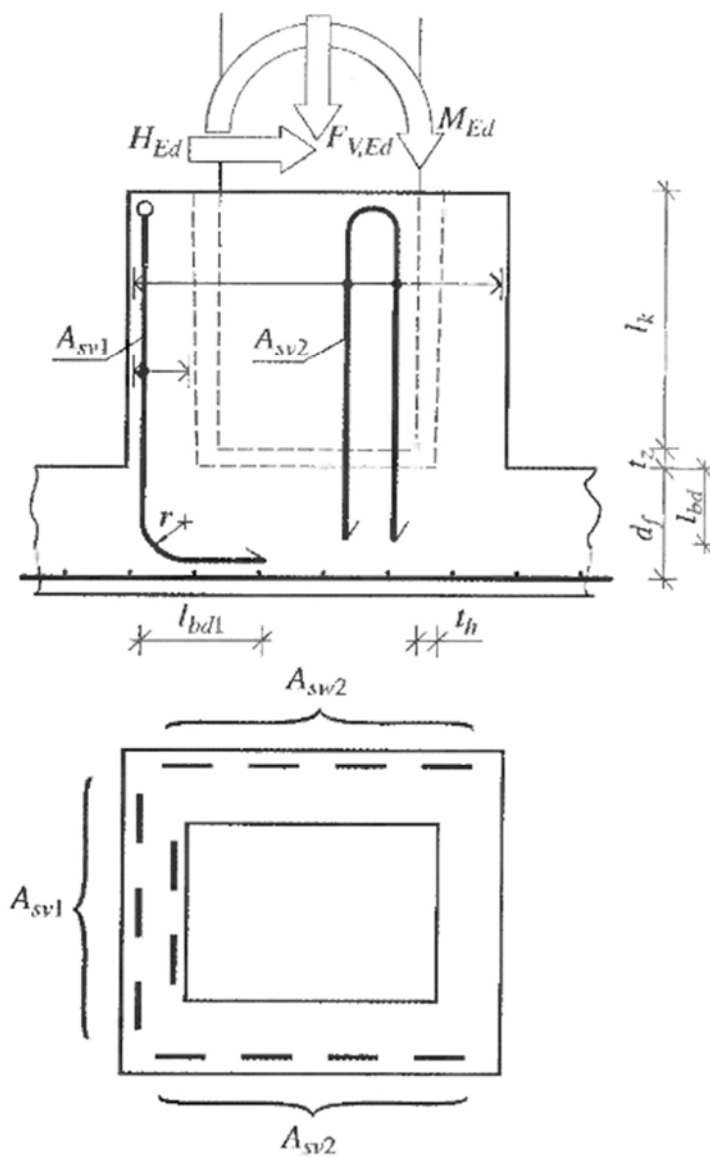


Рис. 4.31. К расчету вертикального армирования стакана

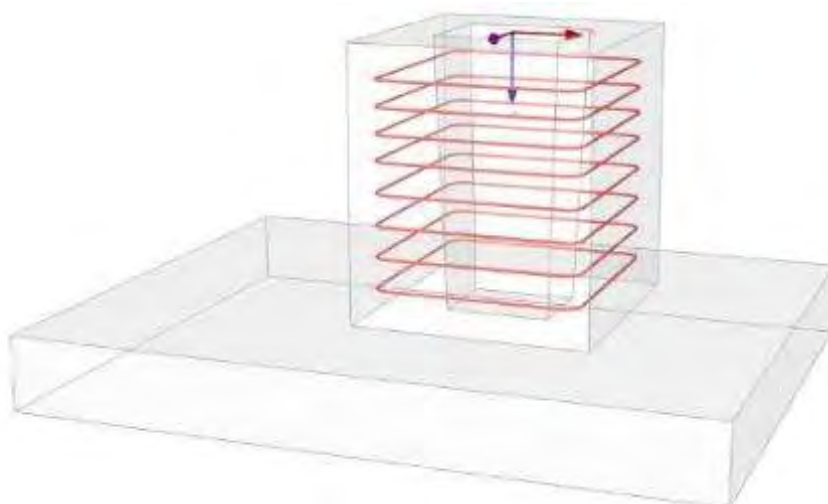


Рис. 4.32. Схематичное изображение поперечной (горизонтальной) арматуры

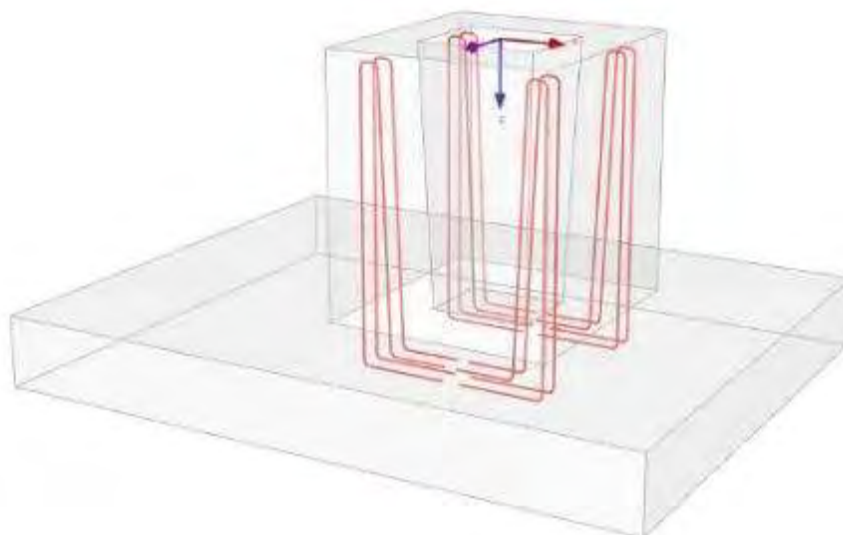
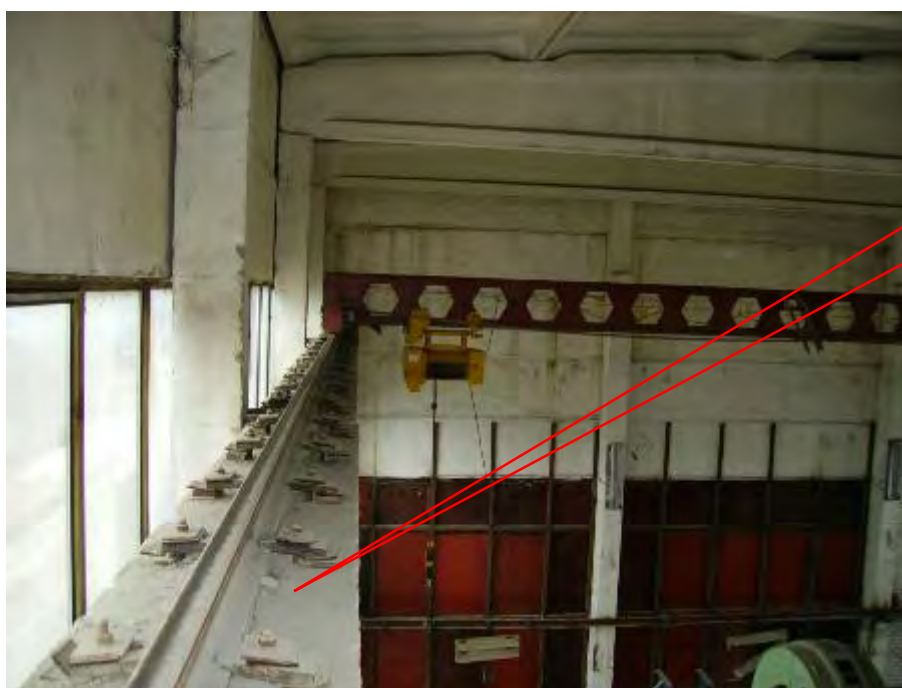


Рис. 4.33. Схематичное изображение вертикальной арматуры

Тема 4.8 Подкрановые балки

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах среднего режима работы грузоподъемностью до 30 т и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах среднего режима работы грузоподъемностью 50 т и более целесообразны стальные подкрановые балки.



Подкрановая балка

Рис. 4.34. Общий вид подкрановой балки

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки (рис. 4.35). Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных усилиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки — прямоугольное сечение с верхней полкой.

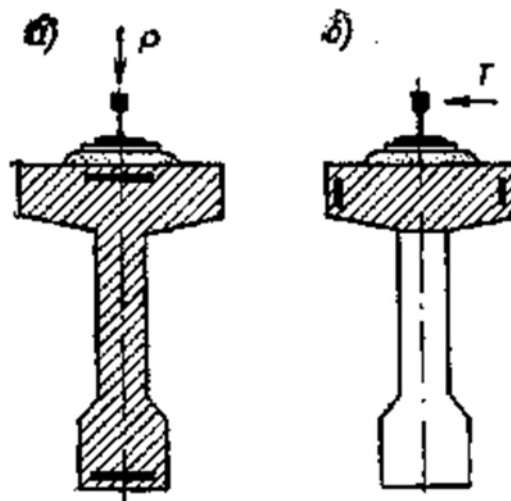


Рис. 4.35. Расчетные сечения подкрановой балки
 а – на вертикальную нагрузку; б – на горизонтальную нагрузку

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $h = (\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10})l$, толщину верхней полки — $h'_n = (\frac{1}{7} \dots \frac{1}{8})h$, ширину верхней полки — $b'_n = (\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20})l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки $b'_n = 500 \dots 650$ мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения $h = 1000$ мм при пролете 6 м и высоту сечения $h = 1400$ мм при пролете 12 м (рис. 4.36).

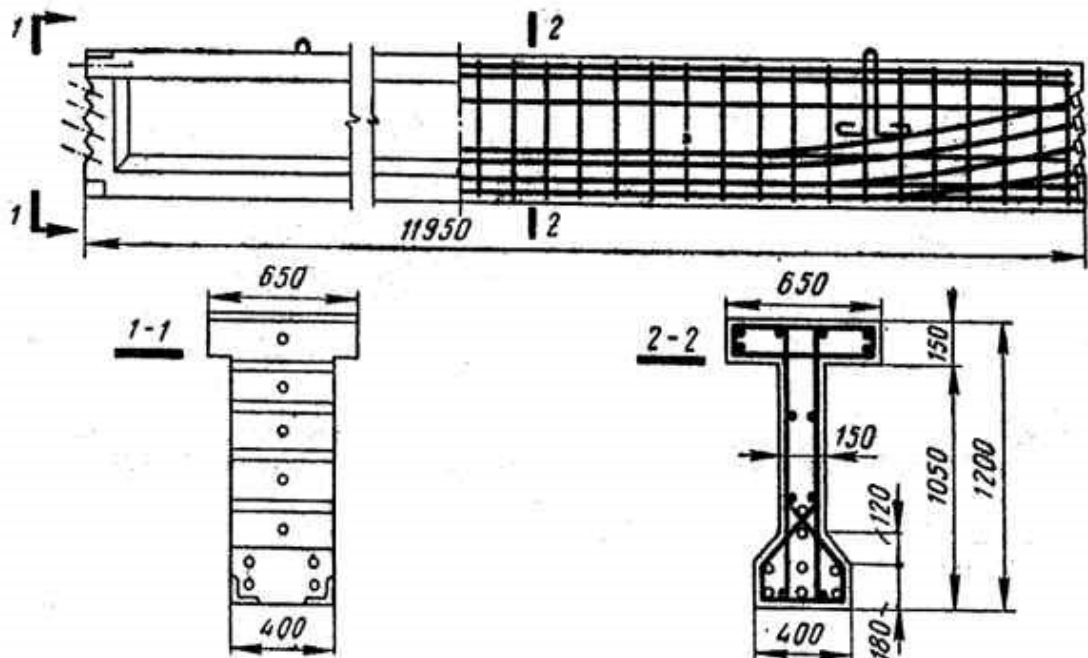


Рис. 4.36. Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки
 пролетом 12 м.

а – общий вид; б – армирование напрягаемой проволочной арматурой; в – армирование напрягаемой стержневой арматурой

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

Горизонтальная сила H приложена в уровне головки крановых рельсов, но для упрощения расчета, пренебрегая незначительным влиянием эксцентриситета, ее полагают приложенной посередине высоты полки таврового сечения.

Расчет прочности ведется на расчетную нагрузку от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности, умноженную на коэффициент сочетаний. Подвижную нагрузку от мостовых кранов располагают в пролете подкрановой балки так, чтобы в ряде сечений по длине пролета получить максимальные усилия M , Q . Расстояние между четырьмя силами, передающимися через колеса мостового крана, устанавливают по габаритам ширины и базы моста (рис. 4.37). Расчет ведут по линиям влияния, располагая одну силу в вершине линии влияния. Максимальные усилия определяют суммированием произведений сил на соответствующие им ординаты.

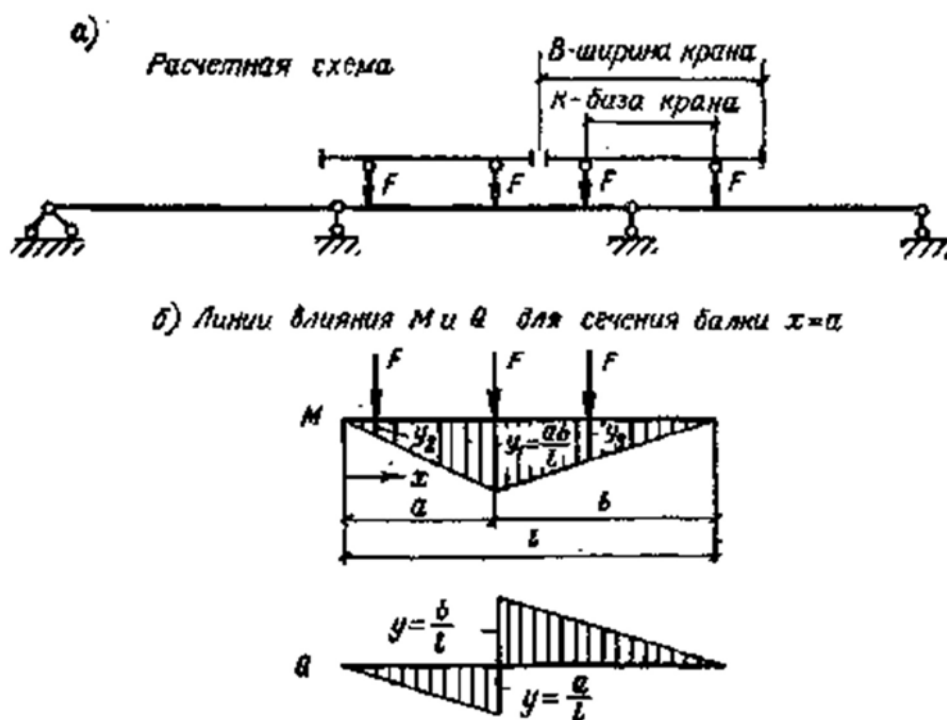


Рис. 4.37. К расчету подкрановой балки

По найденным усилиям строят огибающие эпюры M и Q . Ординаты огибающих эпюр можно определить по таблицам, приведенным в справочниках.

Прогиб определяют с учетом действия длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте перегрузки, равном единице, значение прогиба должно быть $f \leq 1/600$.

Предварительно напряженные подкрановые балки армируют высокопрочной проволокой, стержневой арматурой, канатами. Арматурные каркасы в связи с динамическими воздействиями на балку выполняют не сварными, а вязаными. На опорах балки усиливают ребрами (уширениями концов) и дополнительной поперечной арматурой в виде стержней, хомутов, сеток, обеспечивающих прочность и трещиностойкость торцов при отпуске натяжения. Для подкрановых балок применяют бетон классов С25/30—С45/50. Масса подкрановой балки пролетом 12 м составляет 10-12 т.

Соединение подкрановых балок с колоннами выполняют на сварке стальных закладных деталей (рис. 4.38). Для передачи горизонтальных тормозных усилий в стыке устанавливают ребровые накладки, привариваемые к верхним закладным листам балок и специальному закладному листу колонны.

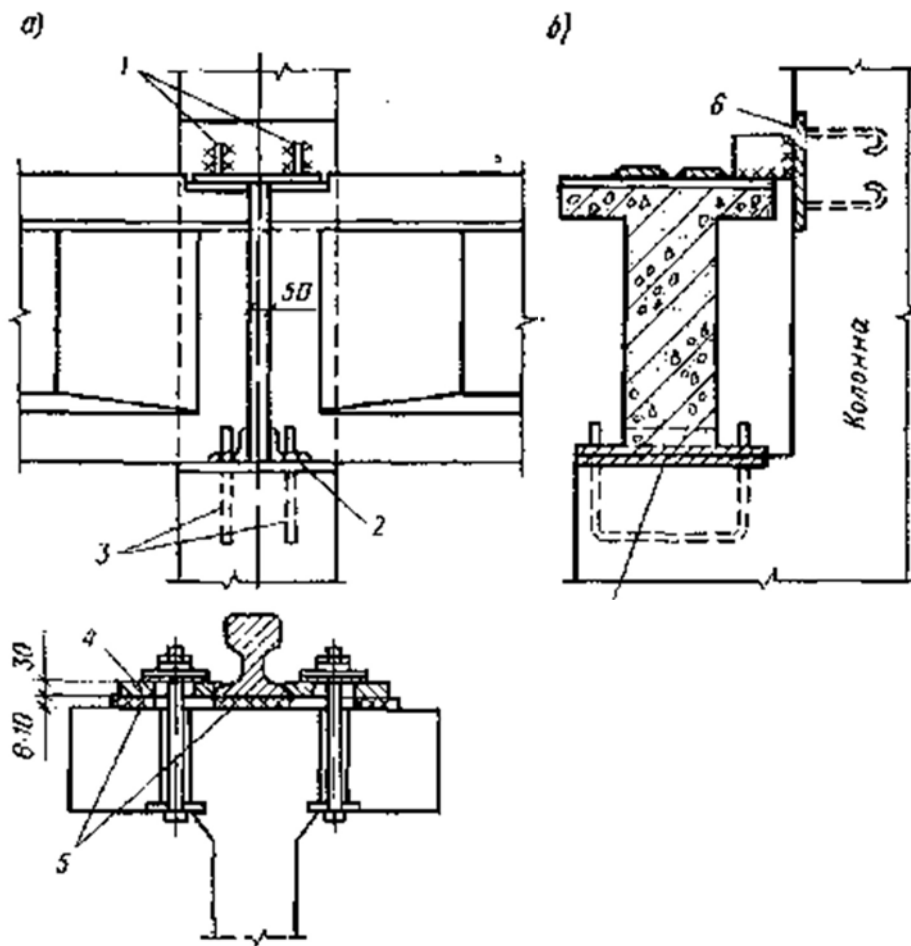


Рис. 4.38 . Детали креплений

а – подкрановой балки к колонне; б – рельса к подкрановой балке; 1 – ребровые планки 100×12; 2 – закладная деталь подкрановой балки; 3 – анкеры, выпущенные из колонны; 4 – лапка – прижим; 5 – упругие прокладки; 6 – закладные детали колонны $\delta=8\text{мм}$

Чтобы смягчить удары и толчки, передаваемые на подкрановую балку при движении мостового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8—10 мм. При этом принимают во внимание, что предварительно напряженные балки имеют выгиб, а крановый рельс должен получить горизонтальное положение. Рельс после рихтовки прикрепляют к балке болтами с помощью стальных деталей.

Перечень контрольных вопросов по 4 разделу.

1. Записать зависимость по определению ширины раскрытия трещин (w_k) в общем виде.
2. Перечислите два варианта по контролю деформаций. В каком случае расчет по деформаций может быть опущен.
3. Требования, исходя из которых, нормами установлены предельно допустимые прогибы. Условие проверки деформаций в общем виде. Пояснить значения, входящие в это условие.
4. Контроль трещин, понятие трещинообразование, расчеты по образованию и раскрытию трещин.
5. Показать графически напряжения в арматуре и в бетоне на участках с трещинами. График распределения изгибных жесткостей по длине железобетонного элемента с трещинами.
6. Основные предпосылки и допущения при расчете ширины раскрытия трещин.
7. Относительно чего определяется прогиб балки. Оборудование используемое по определению прогибов.
8. При каком прогибе эксплуатационная пригодность ухудшается.
9. Какое отношение пролета к полезной высоте для сильно загруженного бетона для свободно опертой балки.
10. Проверка прогибов прямым расчетом, записать формулу.
11. Расчетные модели, используемые для определения прогибов (график «момент-кривизна»).
12. Предпосылки и допущения при определении ширины раскрытия трещин.
13. Записать зависимость по определению минимального количества арматуры из условия трещиностойкости (пояснить значения, входящие в формулу).
14. Предельно допустимая ширина раскрытия трещины w_{max} . Как зависит ширина трещины от условий эксплуатации. Понятие декомпрессии.
15. Записать зависимость S_{rm} , по определению среднего шага трещин в направлении продольной оси (понятие величин, входящих в формулу определения S_{rm}).
16. Перечислить расчеты по предельным состояниям второй группы SLS 7 ТКП EN 1992-1-1-2009*. Ограничения, связанные с предельными состояниями второй группы. Расчетные условия в общем виде.
17. Табличный контроль трещиностойкости п. 9.3.
18. Понятие трещиностойкости железобетонных конструкций. Условия, влияющие на скорость и степень коррозионных процессов.
19. Как зависит трещиностойкость ж/б элементов от \emptyset и шага арматуры.

- 20.Компоновка конструктивной схемы ОПЗ.
- 21.Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий.
- 22.Классификация колонн ОПЗ. Методы статического расчета.
- 23.Статический расчет ПРЦ. Расчетная схема, определение нагрузок.
- 24.Последовательность статического расчета ПРЦ.
- 25.Связи, применяемые в ОПЗ. Назначение.
- 26.Расчет и конструирование ребристых плит покрытий.
- 27.Стропильные балки покрытий ОПЗ. Виды. Расчет и конструирование.
- 28.Стропильные фермы покрытий ОПЗ. Виды. Расчет и конструирование.
- 29.Арки покрытий ОПЗ. Расчет и конструирование.
- 30.Крупноразмерные плиты покрытий 2Т.
- 31.Крупноразмерные плиты покрытий под малоуклонные кровли.
- 32.Крупноразмерные железобетонные сводчатые панели КЖС.
- 33.Расчет и конструирование колонн сплошного сечения ОПЗ.
- 34.Расчет двухветвевых колонн. Конструирование.
- 35.Расчет и конструирование консолей колонн.
- 36.Фундаменты ОПЗ. Общие принципы расчета и конструирования.
- 37.Расчет и конструирование внецентренно–нагруженных фундаментов ОПЗ.
- 38.Расчет фундаментов на продавливание.
- 39.Расчет и конструирование стаканной части фундаментов.
- 40.Классификация предварительно напряженных конструкций.
- 41.Усилие, приводящее к образованию трещин в предварительно напряженном элементе (формула).
- 42.Положительные и отрицательные эффекты предварительного напряжения.
- 43.График изменение во времени усилия предварительного напряжения в арматуре при натяжении на упоры.
- 44.График изменение во времени усилия предварительного напряжения в арматуре при натяжении на бетон.
- 45.Усилие предварительного обжатия при расчете по предельным состояниям первой и второй группы предельных состояний.
- 46.Формула определения нормальных напряжений в бетоне при его обжатии.
- 47.Особенности расчета предварительно напряженных конструкций по первой группе предельных состояний.
- 48.Особенности расчета предварительно напряженных конструкций по второй группе предельных состояний.
- 49.Минимальное количество напрягаемых стержней в растянутой зоне требования к их анкеровке.

50. Натяжение арматуры на упоры механическим способом. Контролируемое напряжение и удлинение.
51. Потери предварительного напряжения, виды потерь.
52. Усилие предварительного напряжения, записать формулу.
53. Потери от мгновенной деформации бетона.
54. Потери от трения.
55. Потери от проскальзывания в анкерных устройствах.
56. Зависящие от времени потери (вторые потери)

Содержание практических занятий по 4 разделу

№№ п.п.	<i>Восьмой семестр</i>
1	2
4.1	Подобрать площадь напрягаемой арматуры и законструировать сборную ж/б балку прямоугольного сечения.
4.2	Определить несущую способность сечения сборной ж/б балки в стадии эксплуатации.
4.3	Подобрать площадь напрягаемой арматуры и законструировать сборную ж/б балку таврового сечения.
4.4	Расчёт ж/б предварительно напряженной балки в стадии эксплуатации.
4.5	Расчёт предварительно напряженной балки в стадии эксплуатации двутаврового сечения.
4.6	Выполнить расчет армирования и конструирование железобетонной колонны
4.7	Расчет консоли колонны
4.8	Расчет плиты на местное воздействие нагрузки
4.9	Расчет плиты на местное воздействие нагрузки с поперечной арматурой.

Пример 4.1. Подобрать площадь напрягаемой арматуры и законструировать сборную ж/б балку прямоугольного сечения.

Дано:

Бетон C^{30/37}, арматура S800

Бетон:

$$f_{ck}=30\text{МПа}, f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20\text{МПа} \quad E_{cm}=31\text{ГПа},$$

$$\text{Арматура: } f_{pd} = \frac{f_{0.1k}}{\gamma_s} = \frac{800}{1.15} = 695\text{МПа},$$

$$E_p=205\text{ГПа}$$

$$h=800\text{мм}, b=300\text{мм}$$

$$M_{Ed}=165\text{кН}\cdot\text{м}$$

Решение

1) Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad [5.10.2.1 (1)]$$

$$\sigma_{p,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \cdot f_{pk} = 0.8 \cdot 880 = 704\text{МПа} \\ 0.9 \cdot f_{p0.1k} = 0.9 \cdot 800 = 720\text{МПа} \end{array} \right.$$

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0.1k} = 1.1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа}$$

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

$$\sigma_{pnt} = 0.6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0.6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа}$$

2) Определяем площадь напрягаемой арматуры:

Сжимающие напряжения принимаем равномерно распределенные по высоте, для бетона $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$ – $\lambda = 0.8$, $\eta = 1$. Принимаем $c = 50 \text{ мм}$. Напрягаемая арматура размещается в 1 ряд, тогда $d = h - c = 800 - 50 = 750 \text{ мм}$

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{165 \cdot 10^6}{20 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,049$$

$$\xi = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = \frac{1}{0,8} (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049}) = 0,063$$

$$A_p = \frac{M_{ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \xi)} = \frac{165 \cdot 10^6}{695 \cdot 750 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,063)} = 324,73 \text{ мм}^2$$

3) Требуемую A_p , рассчитанную по несущей способности, рекомендуется увеличить на 10-25% для обеспечения условий предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS):

$$A_p \cdot 1,25 = 324,73 \cdot 1,25 \approx 405,91 \text{ мм}^2. (+ 25\%)$$

Принимаем 4Ø12 S800

$$A_p = 452 \text{ мм}^2$$

4) Согласно [9.2.1.1] площадь продольной растянутой арматуры должна быть не менее $A_{s,min}$

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

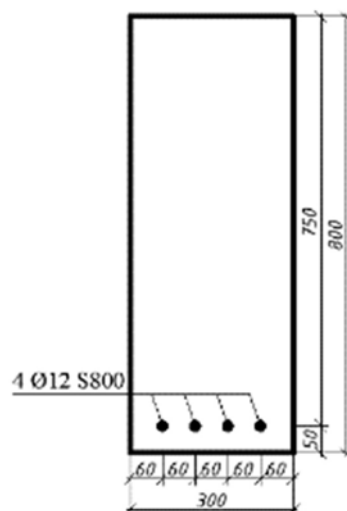
$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{800} \cdot 300 \cdot 750 = 212,06 \text{ мм}^2 \leq 0,0013 \cdot 300 \cdot 750 = 292,50 \text{ мм}^2$$

$$A_p = 452 \text{ мм}^2 \geq A_{s,min} = 292,50 \text{ мм}^2$$

Конструирование:

Окончательно принимаем в качестве напрягаемой арматуры 4 Ø12 S800

($A_s = 452 \text{ мм}^2$)



Пример 4.2. Определить несущую способность сечения сборной ж/б балки в стадии эксплуатации при следующих данных:

Исходные данные.

Армирование: 3Ø14S800; $E_p=205$ ГПа; $\sigma_{pmt}=480$ МПа; бетон C^{25/30}; ХСЗ;

$E_{cm}=31$ ГПа; $b_w \cdot h=300 \cdot 600$ мм.

Решение:

$$1) f_{ck} = 25 \text{ МПа} \Rightarrow f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ МПа}$$

$$f_{p0.1k} = 800 \text{ МПа} \Rightarrow f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = \frac{800}{1.15} = 695 \text{ МПа}$$

Определяем высоты сжатой зоны сечения:

$$x = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd} \cdot b_w} = \frac{1}{0.8} \cdot \frac{695 \cdot 462}{16.67 \cdot 300} = 80.26 \text{ мм}$$

Значение сжатой зоны найдено в предположении достижения напряжений в напрягаемой арматуре расчетного сопротивления f_{pd}

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{p,Ed} + \varepsilon_{pmt} = 20.48 + 2.34 = 22.82\%$$

$$\text{где } \varepsilon_{p,Ed} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (d - x)}{x} = \frac{3.5 \cdot (550 - 80.26)}{80.26} \cdot 1000 = 20.48\%$$

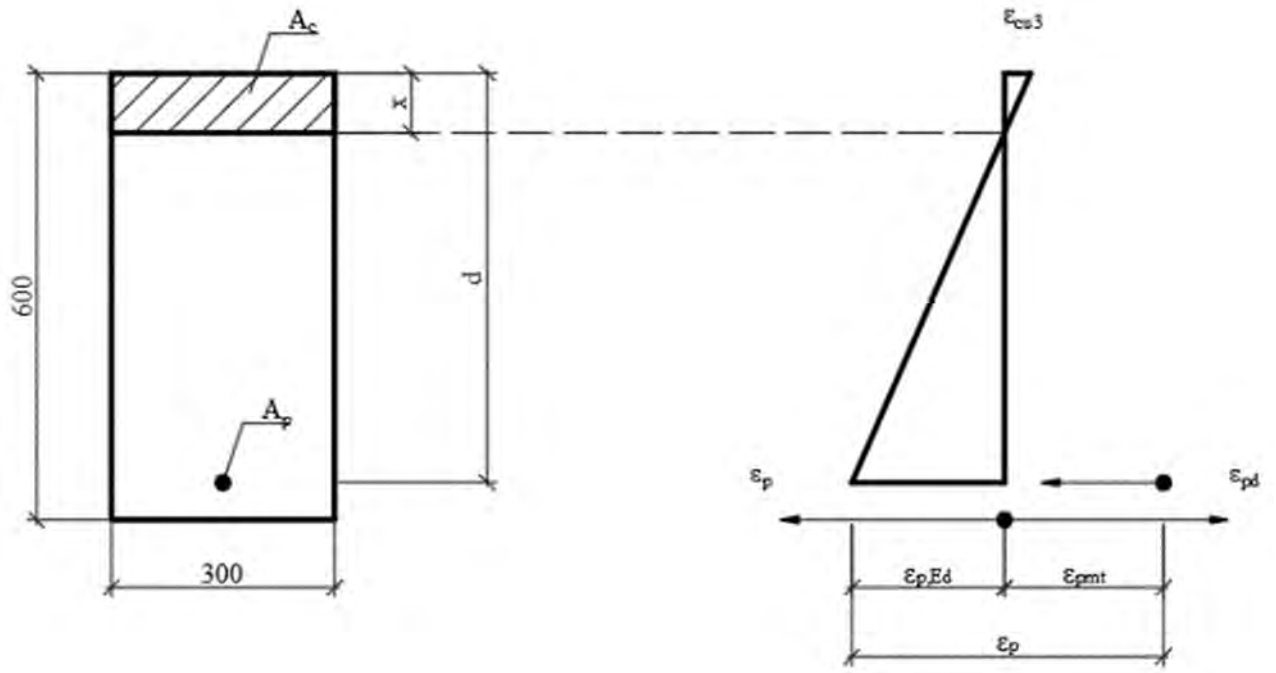
$$d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм (принимаем } c=50 \text{ мм)}$$

$$\varepsilon_{pmt} = \frac{\sigma_{pmt}}{E_p} = \frac{480}{2.05 \cdot 10^5} = 2.34\%$$

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{2.05 \cdot 10^5} = 3.4\%$$

Т.к. $\varepsilon_p > \varepsilon_{pd}$, то напряжение в напрягаемой арматуре достигают расчетного сопротивления арматуры f_{pd} .

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0.5 \cdot \lambda \cdot x) = 16.67 \cdot 300 \cdot 0.8 \cdot 80.26 \cdot (550 - 0.5 \cdot 0.8 \cdot 80.26) \times 10^{-6} = 166.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$



Пример 4.3. Подобрать площадь напрягаемой арматуры и законструировать сборную ж/б балку таврового сечения.

Дано:

Бетон C^{30/37}, арматура S800, $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 31 \text{ ГПа}$, $E_p = 205 \text{ ГПа}$,

$M_{Ed} = 160 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Арматура :

$$f_{pd} = \frac{f_{0.1k}}{\gamma_c} = \frac{800}{1.15} = 695 \text{ МПа} ,$$

Размеры сечения и геометрические характеристики

$h = 300 \text{ мм}$, $b_w = 170 \text{ мм}$, $h_f = 50 \text{ мм}$, $b_f = 1500 \text{ мм}$.

1) Назначение величины преднапряжения в напрягаемой арматуре:

$$P_{\max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad [5.10.2.1 (1)]$$

$$\sigma_{p,\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \cdot f_{pk} = 0.8 \cdot 880 = 704 \text{ МПа} \\ 0.9 \cdot f_{p0.1k} = 0.9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа} \end{array} \right.$$

$$f_{pk} = k \cdot f_{p0.1k} = 1.1 \cdot 800 = 880 \text{ МПа}$$

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

$$\sigma_{pnt} = 0.6 \cdot \sigma_{p,\max} = 0.6 \cdot 700 = 420 \text{ МПа}$$

2) Определение площади напрягаемой арматуры:

Сжимающие напряжения принимаем равномерно распределенные по высоте, для бетона $f_{ck} < 50 \text{ МПа}$ – $\lambda = 0.8$, $\eta = 1$. Принимаем $c = 70 \text{ мм}$. Арматуру размещаем в 2 ряда, тогда $d = h - c = 300 - 70 = 230 \text{ мм}$.

$$M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 20 \cdot 1500 \cdot 50 \cdot \left(230 - \frac{50}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 307.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3) $M_{Rd,f} = 307.5 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 160 \text{ кН} \cdot \text{м}$, сечение рассчитываем как прямоугольное с шириной $b = b_f = 1500 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2} = \frac{160 \cdot 10^6}{20 \cdot 1500 \cdot 230^2} = 0.1$$

$$\xi = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \frac{1}{0.8} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.1}) = 0.13$$

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot \lambda \cdot \xi)} = \frac{160 \cdot 10^6}{695 \cdot 230 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.8 \cdot 0.13)} = 1055.8 \text{ мм}^2$$

4) Требуемую A_p , рассчитанную по несущей способности, рекомендуется увеличить на 10-25% для обеспечения условий предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS):

$$A_p \cdot 1,25 = 1055,8 \cdot 1,15 \approx 1214,17 \text{ мм}^2. (+ 15\%)$$

Принимаем 4Ø20 S800

$$A_p = 1256 \text{ мм}^2$$

5) Согласно [9.2.1.1] площадь продольной растянутой арматуры должна быть не менее $A_{s,min}$

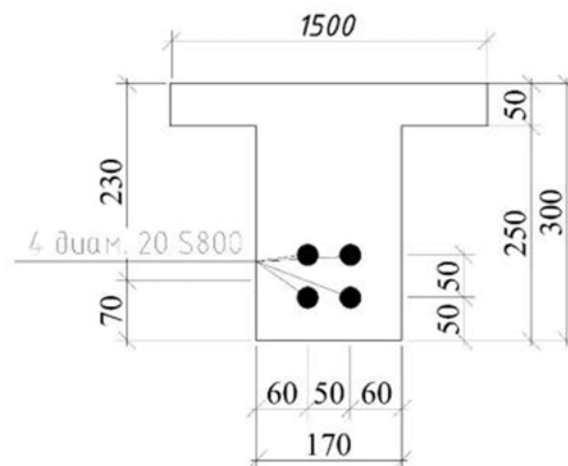
$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \geq 0.0013 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{2.9}{800} \cdot 170 \cdot 230 = 36.85 \text{ мм}^2 \leq 0.0013 \cdot 170 \cdot 230 = 50.83 \text{ мм}^2$$

$$A_p = 1256 \text{ мм}^2 \geq A_{s,min} = 50.83 \text{ мм}^2$$

Конструирование:

Окончательно принимаем в качестве напрягаемой арматуры 4 Ø20 S800 ($A_s = 1256 \text{ мм}^2$)



Пример 4.4. Расчёт ж/б предварительно напряженной балки в стадии эксплуатации.

Определить допустимую нагрузку и момент образования трещин консольной балки $l=5\text{м}$ загруженной равномерно распределённой нагрузкой при следующих данных:

- Сечение двутавровое $b_f=350\text{мм}$ $h_f=160\text{мм}$ $b_w=90\text{мм}$
 $h=650\text{мм}$ $b_f'=280\text{мм}$ $h_f'=200\text{мм}$
- Класс бетона С30/37
- $A_p = 6\varnothing 20 \text{ S800}$
- $\sigma_{\text{pnt}}=600 \text{ МПа}$

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

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{800}{1,15} = 695 \text{ МПа}$$

$$c = \frac{1}{2} h_f'$$

$$d = h - c = 650 - 100 = 550 \text{ мм}$$

$$A_p = 1885 \text{ мм}^2$$

$$P_{m,t} = \sigma_{\text{pnt}} \cdot A_p = 600 \times 1885 = 1131 \text{ кН}$$

1) Определение положения н.о.

При выполнении условия:

$$f_{pd} \cdot A_p \leq b_f \cdot h_f \cdot f_{cd} \text{ - н.о. в полке}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{pd} \cdot A_p &= 695 \cdot 1885 = 1310 \text{ кН} \\ f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f &= 20 \cdot 350 \cdot 160 = 1120 \text{ кН} \end{aligned} \right\} \text{-н.о. в ребре сечения рассчитываем с учетом}$$

сжатых полок (как тавровое).

2) Определение высоты сжатой зоны, сжимающие напряжения принимаем равномерно распределенные по высоте.

$$f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f + f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda_x = f_{pd} \cdot A_p \rightarrow x_{\text{eff}}$$

$$x_{\text{eff}} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{f_{pd} \cdot A_p - f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f}{f_{cd} \cdot b_w} = \frac{1}{0,8} \cdot \frac{1310 \cdot 10^3 - 20 \cdot (350 - 90) \cdot 160}{20 \cdot 900} = 332 \text{ мм}$$

$(x_{eff} > h_f - \text{н.о. в ребре})$

3) Определяем относительные деформации в напрягаемой арматуре ε_p и сравниваем их с относительными деформациями ε_{pd} , соответствующими f_{pd} при $x_{eff}=332$ мм

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{ped} + \varepsilon_{pmt}$$

$$\varepsilon_{ped} = \frac{\varepsilon_{cu3}(d-x)}{x} = \frac{3,5(550-332)}{332} = 2,3\%$$

$$\varepsilon_{pmt} = \frac{\sigma_{pmt}}{E_p} = \frac{600}{2 \cdot 10^5} \cdot 1000 = 3\%$$

$$\varepsilon_p = 2,3 + 3 = 5,3\%$$

$$\varepsilon_{pd} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{695}{2 \cdot 10^5} \cdot 1000 = 3,49\%$$

Так как $\varepsilon_p=5,3\% > \varepsilon_{pd}=3,48\%$ - σ_{sp} достигли значений расчётного сопротивления ($\xi < \xi_{lim}$)

Если $\varepsilon_p < \varepsilon_{pd}$ - конструкция запроектирована нерационально, увеличиваем

высоту h (из $\varepsilon_{ped} = \frac{\varepsilon_{cu3}(d-x)}{x} \rightarrow d \rightarrow h$)

4) Определение несущей способности сечения

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + f_{cd} \cdot b_w \cdot \lambda_x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda_x) = \\ &= 20 \cdot (350 - 90) \cdot 160 \cdot \left(550 - \frac{160}{2}\right) + 20 \cdot 90 \cdot 0,8 \cdot 332 \cdot (550 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 332) = 590,5 \text{ кНм} \end{aligned}$$

5) Допустимая нагрузка на конструкцию:

$$M_{Rd} = M_{Ed} = \frac{ql^2}{2} \rightarrow q = \frac{2M_{Rd}}{l^2} = \frac{2 \cdot 590,5}{5^2} = 47,24 \text{ кН/м}$$

6) Определение момента образования трещин:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c + P_{m,t} (z_{cp} + r)$$

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа}$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}}$$

$$y_{0-0} = \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325 \text{ м}$$

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{0,09 \cdot 0,65^3}{12} = 0,002 \text{ м}^4$$

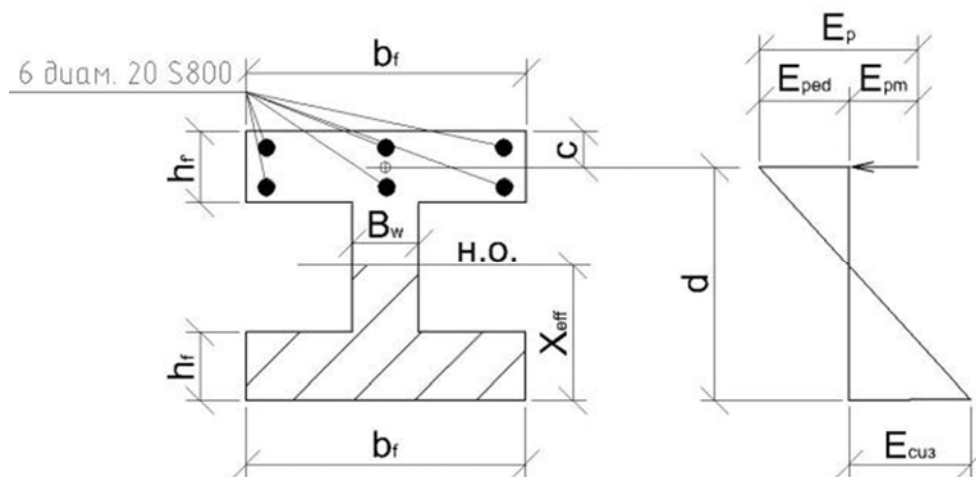
$$W_c = \frac{0,002}{0,325} = 0,006 \text{ м}^3$$

$$P_{k,conf} = z_{conf} \cdot P_{m,t} = 0,95 \cdot 1131 = 1074,5 \text{ кН}$$

$$z = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,006}{0,09 \cdot 0,65} = 0,103 \text{ м}$$

$$z_{cp} = y_{0-0} - c = 0,325 - 0,1 = 0,225 \text{ м}$$

$$M_{cr} = 2,9 \cdot 0,006 \cdot 10^3 + 1074,5(0,225 + 0,103) = 369,84 \text{ кНм}$$



Пример 4.5. Расчёт предварительно напряженной балки в стадии эксплуатации двутаврового сечения.

Выполнить расчёт и конструирование продольного армирования сборной ж/б балки на двух опорах двутаврового сечения, загруженной равномерно распределённой нагрузкой $q=25$ кН/м, а также определить момент образования трещин при следующих данных:

- Пролёт $l=10$ м
- Балка с параллельными поясами
- Класс бетона С25/30
- Класс среды ХС2
- Арматура S800
- $\sigma_{pm,t}=480$ Мпа
- $b_f=200$ мм $h_f=70$ мм $b_w=90$ мм $h=600$ мм $b_f'=360$ мм $h_f'=80$ мм

1)

$$M_{ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{25 \cdot 10^2}{8} = 312,5 \text{ кНм}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ МПа}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_s} = \frac{800}{1,15} = 695 \text{ МПа}$$

$$c = \frac{1}{2} h_f'$$

$$d = h - c = 600 - \frac{70}{2} = 565 \text{ мм}$$

2) Определение положения н.о., при выполнении условия

$$M_{Ed} \leq M_{Rd,f} = f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2}\right) \text{ - н.о. в полке}$$

$$M_{Ed,f} = f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2}\right) = 16,7 \cdot 360 \cdot 80 \cdot \left(565 - \frac{80}{2}\right) = 252 \text{ кНм} > M_{Ed} = 312,5 \text{ кНм} \text{ - сече-}$$

ние рассчитывается как тавровое, н.о. в ребре

3) Из уравнения моментов

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - \frac{h'_f}{2}) + f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot \alpha_m$$

Определяем α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f \cdot (d - \frac{h'_f}{2})}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} = \frac{312,5 \cdot 10^6 - 16,7 \cdot (360 - 90) \cdot 80 \cdot (565 - \frac{80}{2})}{16,7 \cdot 90 \cdot 565^2} = 0,26$$

$$4) \quad \xi = \frac{1}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \frac{1}{0,8} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,26}) = 0,38$$

$$5) \quad \xi_{lim} = \frac{\lambda \cdot \varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} = \frac{0,8 \cdot 3,5}{3,47 + 3,5} = 0,4$$

где $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{pd}}{E_s} = \frac{695}{2 \cdot 10^5} = 3,47\%$

$\xi = 0,38 < \xi_{lim} = 0,40$ - одиночное армирование

! если $\xi > \xi_{lim}$ - увеличить высоту сечения балки

б) Требуемая площадь напрягаемой арматуры

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \xi)} = \frac{312,5 \cdot 10^6}{695 \cdot 565 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,38)} = 938,5 \text{ мм}^2$$

Принимаем $2\text{Ø}25 \text{ S800 } A_p = 982 \text{ мм}^2$

7) Определение минимального процента армирования. Со-

гласно [9.2.1.1] площадь продольной растянутой арматуры должна

быть не менее $A_{s,min}$

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

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{2,9}{800} \cdot 90 \cdot 565 = 47,93 \text{ мм}^2 \leq 0,0013 \cdot 90 \cdot 565 = 66,11 \text{ мм}^2$$

$$A_p = 982 \text{ мм}^2 \geq A_{s,min} = 66,11 \text{ мм}^2$$

8) Определение момента трещинообразования

$$M_{Ek} \leq M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c + P_{m,t} \cdot (z_{cp} + r)$$

$$M_{Ek} = \frac{M_{Ed}}{\gamma} = \frac{312,5}{1,4} = 223,2 \text{ кНм}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$$

$$W_c = \frac{I_c}{y_{0-0}}$$

$$y_{0-0} = \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ м}$$

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{0,09 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0016 \text{ м}^4$$

$$W_c = \frac{0,0016}{0,3} = 0,0054 \text{ м}^3$$

$$P_{m,t} = \sigma_{pmt} \cdot A_p = 480 \cdot 982 = 471,4 \text{ кН}$$

$$P_{k,conf} = r_{conf} \cdot P_{m,t} = 0,95 \cdot 471,4 = 447,83 \text{ кН}$$

$$r = \frac{W_c}{A_c} = \frac{0,0054}{0,09 \cdot 0,6} = 0,1 \text{ м}$$

$$z_{cp} = y_{0-0} - c_{фант} = 0,3 - 0,035 = 0,265 \text{ м}$$

$$M_{cr} = 2,6 \cdot 0,0054 \cdot 10^3 + 447,83(0,1 + 0,265) = 177,50 \text{ кН} < M_{Ek} = 223,2 \text{ кНм}$$

Так как M_{ck} (внешний момент) **больше** M_{cr} (момента трещинообразования) – трещины образуются.

Пример 4.6. Выполнить расчет армирования и конструирование железобетонной колонны

$$M_{Ed} = 430 \text{ кНм};$$

$$N_{Ed} = 1550 \text{ кН};$$

Бетон С 30/37, ХС2;

Арматура S500;

Сечение: $b = 380 \text{ мм}$; $h = 380 \text{ мм}$.

Решение

1) Бетон С 30/37:

$$f_{ck} = 30 \text{ МПа}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,15} = 20 \text{ МПа}$$

Арматура S500:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}$$

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

$$2) \alpha_m = \frac{M_{Ed,1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{430 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^6 \cdot 0,38 \cdot 0,33^2} = 0,519$$

$$d = h - c = 380 - 50 = 330 \text{ мм}$$

Т.к. $\alpha_m = 0,519 > \alpha_m = 0,483$ – сечение находится в четвертой области деформирования (сечение полностью сжато).

3)

$$\xi = \beta_h = \frac{380}{330} = 1,15$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed,1} - \beta_h \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot \beta_h \right) f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1)} = \frac{430 \cdot 10^6 - 1,15 \left(\frac{17}{21} - \frac{33}{98} \cdot 1,15 \right) \cdot 20 \cdot 380 \cdot 330^2}{1 \cdot 435 \cdot (330 - 50)} =$$

$$= 230,5 \text{ мм}^2$$

$$4) A_{s\min} \geq \max \begin{cases} \frac{0,1 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1550 \cdot 10^3}{435} = 356,32 \text{ мм}^2 \\ 0,002 A_c = 0,002 \cdot 380 \cdot 380 = 288,8 \text{ мм}^2 \end{cases}$$

Т.к. $A_{s2} = 230,5 \text{ мм}^2 \geq \frac{A_{s\min}}{2} = \frac{356,32}{2} = 178,16 \text{ мм}^2$, то принимаем армирование сжатой и растянутой зон одинаковыми ($A_{s2} = A_{s1}$);

По конструктивным требованиям минимальное армирование $2 \text{ } \varnothing 16 \text{ S500}$ с $A_{s1} = A_{s2} = 402 \text{ мм}^2$.

5) Дальнейший расчет заключается в определении такого значения относительной высоты сжатой зоны $\xi > \beta$, при котором выполняется условие равновесия:

$$\beta_h \left(1 - p_4 \cdot \frac{4}{21} \right) f_{cd} \cdot b \cdot d + A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd} - N_{sd} = 0$$

Задаваясь значениями $\xi > \beta_h$, находим, что условие равновесия выполняется при $\xi = 1,16$.

$$p_4 = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h} \right)^2 = \left(\frac{4 \cdot 1,15}{7 \cdot 1,16 - 3 \cdot 1,15} \right)^2 = 0,97$$

$$k_{s2} = \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = \frac{14(1,16 - \frac{50}{330})}{7 \cdot 1,16 - 3 \cdot 1,15} = 1,39 > 1$$

Принимаем $k_{s2} = 1$.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \beta_h \left[1 - \frac{\beta_h}{2} - p_4 \cdot \left(\frac{4}{21} - \beta_h \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 +$$

$$6) + A_{sc} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - c_1) = 1,15 \left[1 - \frac{1,15}{2} - 0,97 \cdot \left(\frac{4}{21} - 1,15 \cdot \frac{8}{49} \right) \right] \cdot 20 \cdot 380 \cdot 330^2 +$$

$$+ 402 \cdot 1 \cdot 435 (330 - 50) = 450,96 \text{ МПа}$$

7) $M_{Ed} = 430 \text{ кНм} < M_{Rd} = 450,96 \text{ кНм}$ – условие выполняется, сопротивление законструированного сечения моменту обеспечено.

Пример 4.7. Расчет консоли колонны

Размеры надкрановой части колонны 400×400мм

Размеры подкрановой части колонны 400×600мм

Бетон колонны класса С30/37

На консоль крайней колонны действует вертикальная сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки:

$$F_{Ed} = D_{max} + G_{d,2} = 607.5 + 80.59 = 688.09 \text{ кН}$$

1. Подбор геометрических параметров консоли:

Согласно рекомендациям по конструированию коротких консолей, высоту свободного края консолей h , несущих сборные подкрановые балки, принимают в зависимости от расчетной грузоподъемности крана Q :

$$h \geq \max \begin{cases} 300 \text{ мм} & \text{при } - Q \leq 5 \text{ т} \\ 400 \text{ мм} & \text{при } - 5 \text{ т} < Q \leq 15 \text{ т} \\ 500 \text{ мм} & \text{при } - Q > 15 \text{ т} \\ \frac{1}{3} \cdot h_c & \text{—} \end{cases}$$

где h_c – высота консоли на опоре

Ширину консоли назначают равной ширине колонны. Угол наклона сжатой грани консоли принимают равным 45°.

Учитывая конструктивные рекомендации, принимаем следующие размеры консоли (рис. 1):

$$h_c = 900 \text{ мм}, h = 500 \text{ мм},$$

$$a_c = 150 \text{ мм}, c = 40 \text{ мм},$$

$$l_c = 400 \text{ мм}, d = h_c - c = 900 - 40 = 860 \text{ мм}.$$

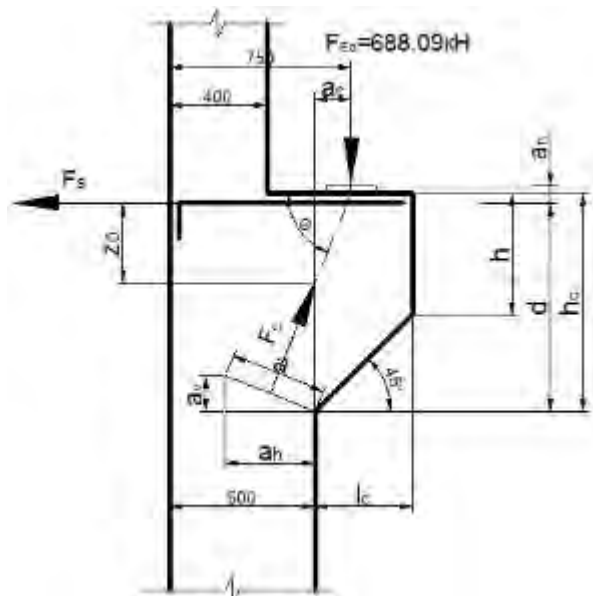


Рис.1 - Геометрические параметры консоли

2. Проверка напряжений в сжатом подкосе:

$$\sigma_{Rdmax} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20.0 \text{ МПа}$$

$$\sin 2\theta = \frac{F_{Ed}}{b_w \cdot (d - a_c) \cdot \sigma_{Rdmax}} = \frac{688.09}{0.4 \cdot (0.86 - 0.15) \cdot 20.0} \cdot 10^{-3} = 0.12 < 1$$

$$2 \cdot \theta = 173,1^\circ$$

Примечание: Следует обратить внимание, что значение угла $2 \cdot \theta$, может принимать значение от 0 до 180° . При вычислении угла следует принимать реально возможный угол θ при данных условиях задачи.

$$\theta = 86,55^\circ$$

так как $86,55^\circ > 68^\circ$, то принимаем $\theta = 68^\circ$

$$F_c = \frac{F_{Ed}}{\sin \theta} = \frac{688,09}{0.927} = 742,27 \text{ кН}$$

$$a \geq \frac{F_c}{b_w \cdot \sigma_{Rdmax}} = \frac{742,27}{0.4 \cdot 20,0} \cdot 10^{-3} = 0.093 \text{ м}$$

$$a_h = a \cdot \sin \theta = 0,093 \cdot 0,927 = 0,086 \text{ м} < 0,6 \text{ м} - \text{условие соблюдается.}$$

$$z_0 = d - \frac{a/2}{\cos \theta} = 0.86 - \frac{0,093/2}{\cos 68^\circ} = 0,74 \text{ м} > a_c = 0,15 \text{ м}$$

Следовательно, расчеты подтвердили, что консоль является короткой.

Проверяем напряжения по вертикали:

$$a_v = a \cdot \cos \theta = 0,093 \cdot 0,375 = 0,035 \text{ м}$$

$$f_c = \frac{F_c \cdot \cos \theta}{b_w \cdot a_v} = \frac{742,27 \cdot 10^{-3} \cdot 0,375}{0,4 \cdot 0,035} = 19,88 \text{ МПа} \leq \sigma_{Rdmax} = 20,0 \text{ МПа}$$

Проверяем напряжения по горизонтали:

$$a_h = a \cdot \sin \theta = 0,093 \cdot 0,927 = 0,086 \text{ м}$$

$$f_c = \frac{F_c \cdot \sin \theta}{b_w \cdot a_h} = \frac{742,27 \cdot 10^{-3} \cdot 0,927}{0,4 \cdot 0,086} = 20,0 \text{ МПа} \leq \sigma_{Rd \max} = 20,0 \text{ МПа}$$

В случае, если бы $f_c > \sigma_{Rd \max}$ следовало бы увеличить ширину сечения b_w

3. Расчет армирования консоли:

Расчет основной продольной арматуры консоли:

$$F_S = F_{Ed} \cdot \frac{a_c}{z_0} = 688,09 \cdot \frac{0,15}{0,74} = 139,48 \text{ кН}$$

$$A_{S, \text{main}} = \frac{F_S}{f_{yd}} = \frac{139,48 \cdot 10^{-3}}{435} \cdot 10^4 = 3,21 \text{ см}^2$$

Принимаем 1 «П-образный» хомут из арматуры $\varnothing 16$ мм класса S500

Общая площадь основной арматуры составит $2 \times 2,01 = 4,02 \text{ см}^2$

Главная растянутая арматура должна быть заанкерена по обоим концам. Она должна быть заанкерена в поддерживающем элементе на противоположной грани, и длина анкеровки должна быть измерена от положения вертикальной арматуры около грани. Арматура должна быть заанкерена в консоли, а длина анкеровки должна быть измерена от внутреннего края нагрузочной плиты.

По требованиям раздела 8.4.4 [ТКП EN] определяется длина анкеровки

$$\alpha_1 = 0,7$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot \frac{(40 - 16)}{16} = 0,775$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$\alpha_4 = 0,7$$

$$\alpha_5 = 0,7$$

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 = 0,7$$

$$\eta_1 = 0,7; \eta_2 = 1,0 \text{ (при } \varnothing < 32 \text{ мм);}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 2,25 \cdot \frac{2,0}{1,5} = 2,1 \text{ МПа}$$

Определяем требуемую базовую длину анкеровки l_{brqd} для анкеровки усилия

$A_s \sigma_{sd}$ в прямом стержне при постоянном напряжении сцепления f_{bd} :

$$l_{b,rqd} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435 \cdot \frac{321}{402}}{2,1} = 620,3 \text{ мм}$$

$$l_{b,min} \geq \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 620,3 = 186 \text{ мм} \\ 10 \cdot 16 = 160 \text{ мм} \\ 100 \text{ мм} \end{cases}$$

$$l_{bd} = 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 620,3 = 213 \text{ мм} > l_{b,min} = 186 \text{ мм}$$

Принимаем требуемую длину анкеровки, равной 250 мм (рис. 2).

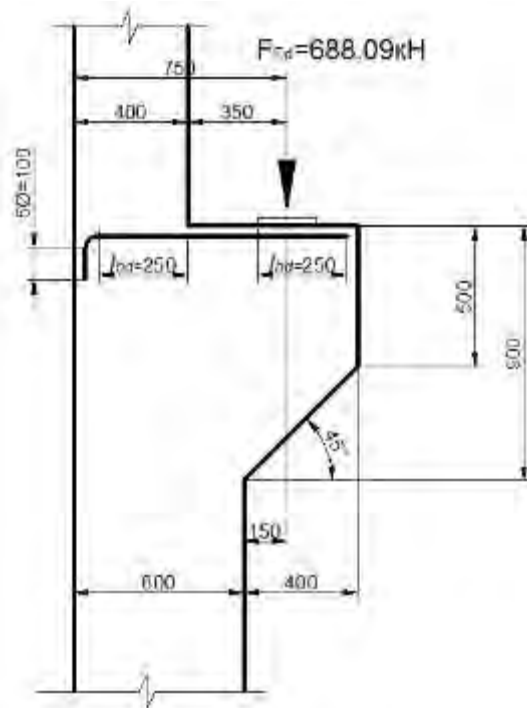


Рис. 2 - Анкеровка основной продольной арматуры консоли

4. Подбор горизонтальных хомутов консоли:

$$a_c = 0,15 \text{ м} < 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot 0,9 \text{ м} = 0,45 \text{ м}$$

$$\Sigma A_{s,ink} = k_1 \cdot A_{s,main} = 0,25 \cdot 4,02 = 1,01 \text{ см}^2$$

Однако, из условия свариваемости с основной продольной арматурой колонны ($\varnothing 25 \text{ мм}$), принимаем наименьший возможный диаметр арматуры горизонтальных хомутов $\varnothing 8 \text{ мм}$. Окончательно принимаем 4 «П-образных» хомута из арматуры $\varnothing 8 \text{ мм}$ класса S500, расположенные по высоте консоли (рис. 3)

Общая площадь горизонтальных хомутов составит $8 \times 0,503 = 4,02 \text{ см}^2$.

Подбор вертикальной арматуры консоли:

Так как $a_c = 0,15\text{ м} < 0,5 \cdot h_c = 0,5 \cdot 0,9\text{ м} = 0,45\text{ м}$ то вертикальная арматура консоли не требуется.

Для объединения горизонтальных хомутов конструктивно принимаем вертикальные гнутые хомуты $4\varnothing 8\text{ мм}$ класса S500.

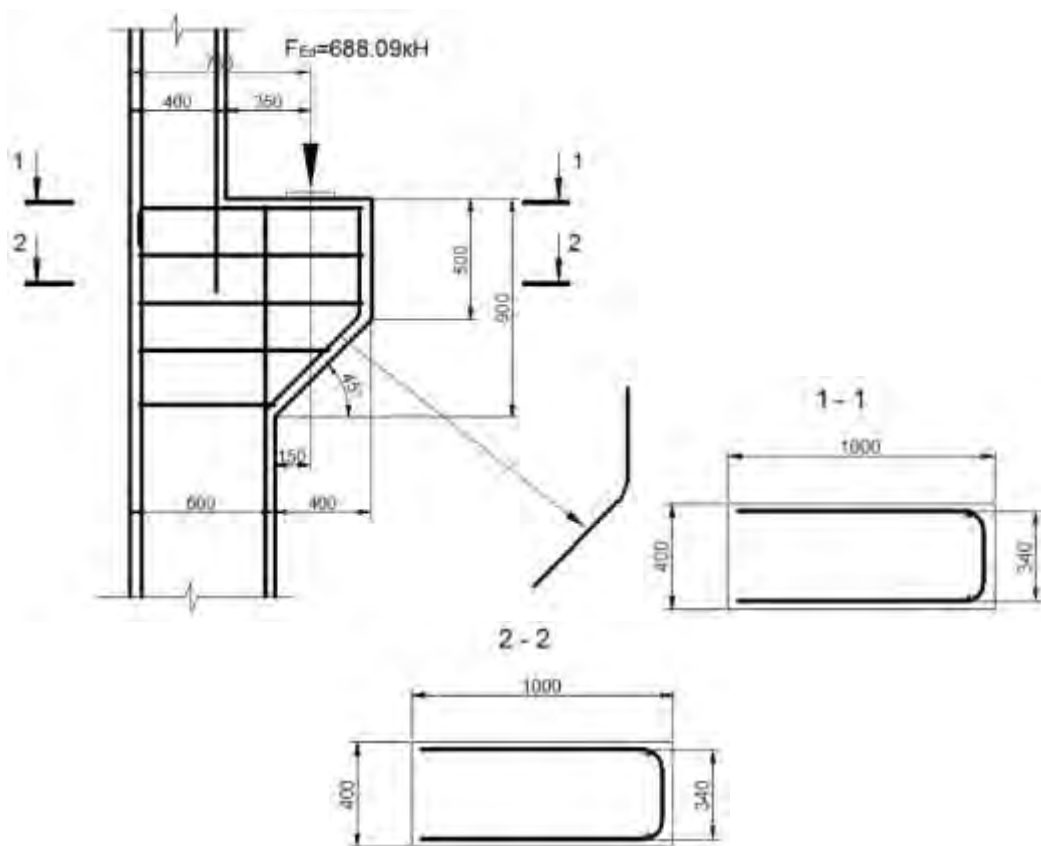
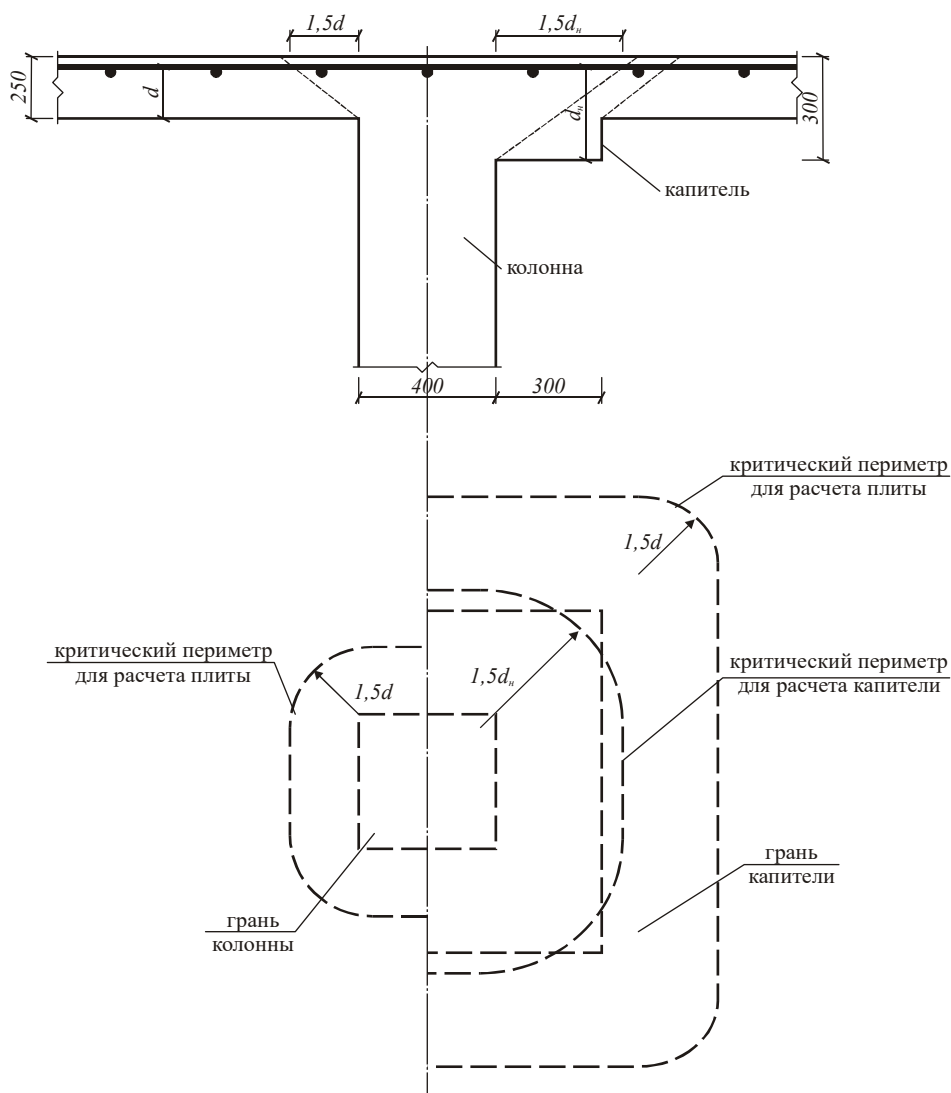


Рис. 3 - Схема армирования консоли

Пример 4.8. Расчет прочности плиты на местное воздействие нагрузки

Дано:

Монолитное железобетонное перекрытие (рисунок 1) опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением $b \times h = 0,4 \times 0,4$ м. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 600 кН. Толщина перекрытия 0,25 м. Колонна и перекрытие из бетона класса $C^{25}/_{30}$. Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса S500 диаметром 14 мм, расположенными с шагом 100 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях.



Примечание: Слева от оси показан вариант колонны без капители, справа - с капителью.

Рис. 1.

Требуется:

Проверить прочность перекрытия на продавливание.

Решение.

Принимаем защитный слой арматуры 25 мм.

Определяем расстояния от верха плиты до центров тяжести арматуры каждого направления – $a_x = 32$ мм и $a_y = 46$ мм.

Определяем рабочие высоты плит в каждом направлении

$$d_x = 0,25 - 0,032 = 0,218 \text{ м}, d_y = 0,25 - 0,046 = 0,204 \text{ м}.$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,218 + 0,204) = 0,211 \text{ м}.$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях

$$\rho_{lx} = \rho_{ly} = \frac{1,539 \cdot 10^{-4}}{(0,1 \cdot 0,211)} = 0,0073,$$

что более 0,002 (минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0073$

Определяем величину контрольного периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 3,59 \text{ м}.$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 600}{3,59} = 192 \text{ кН/м}.$$

Для бетона класса $C^{25}/_{30}$ характеристическая прочность бетона на сжатие $f_{ck} = 25$ МПа и расчетная прочность бетона на растяжение (с учетом частного коэффициента по бетону $\gamma_c = 1,5$) $f_{ctd} = 1,8 / 1,5 = 1,2$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,973 < 2.$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,16 \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d = \\ 0,15 \cdot 1,973 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,211 = 0,175 \text{ MN / m} = 175 \text{ KN / m}.$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 12 \cdot 0,211 = 0,127 \text{ MN / m} = 127 \text{ KN / m}.$$

Окончательно, погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет $v_{Rd} = 175 \text{ KN / m} > 127 \text{ KN / m}$.

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, превышает погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание недостаточна и требуется устанавливать расчетное поперечное армирование либо переконструировать перекрытие.

В связи с этим в зоне сопряжения колонны с перекрытием предусмотрим устройство капители размерами в плане 1000×1000 мм с общей толщиной 300 мм.

Выполним расчет при сохранении неизменными всех остальных исходных данных.

$$\text{Рабочие высоты плит в каждом направлении } d_x = 0,30 - 0,032 = 0,268 \text{ м,} \\ d_y = 0,30 - 0,046 = 0,254 \text{ мм.}$$

Определяем среднюю рабочую высоту

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,268 + 0,254) = 0,261 \text{ м.}$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях

$$\rho_{lx} = \rho_{ly} = 1,539 \cdot 10^{-4} / (0,1 \cdot 0,261) = 0,0059,$$

что более $0,002$ (минимальное значение коэффициенты армирования, регламентированное нормами).

$$\text{Тогда расчетный коэффициент армирования равен } \rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = 0,0059$$

Определяем величину контрольного периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,261 = 4,06 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 600}{4,06} = 170 \text{ КН/м.}$$

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{261}} = 1,875 < 2.$$

Определяем погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,16 \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d = \\ 0,16 \cdot 1,875 \cdot (100 \cdot 0,0059 \cdot 25)^{1/3} \cdot 0,261 = 0,192 \text{ МН / м} = 192 \text{ КН / м.}$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd} = 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot d = 0,5 \cdot 12 \cdot 0,261 = 0,157 \text{ МН / м} = 157 \text{ КН / м.}$$

Окончательно, погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет

$$v_{Rd} = 192 \text{ КН / м} > 157 \text{ КН / м.}$$

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

Дополнительно требуется проверить прочность на продавливание основного сечения перекрытия толщиной 200 мм по контрольному периметру, отсчитанному от периметра грани капители.

Определяем величину этого контрольного периметра

$$u = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot d = 4 \cdot 1,0 + 2 \cdot \pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 5,99 \text{ м.}$$

Определяем величину погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$V_{Sd} = \frac{\beta \cdot V_{Sd}}{u} = \frac{1,15 \cdot 600}{5,99} = 115 \text{ кН/м.}$$

Поскольку величина погонной поперечной силы, вызванной местной сосредоточенной нагрузкой, меньше величины (175 кН/м) погонного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра капители колонны, обеспечена.

Пример 4.9. Расчет плиты на местное воздействие нагрузки с поперечной арматурой.

Дано:

Для условий *примера 4.8* выполнить расчет плиты перекрытия с поперечным армированием отдельными стержнями.

Решение.

Поскольку выполняется условие

$v_{Ed} = 192 \text{ кН/м} < 1,4 \cdot V_{Rd} = 1,4 \cdot 175 = 245 \text{ кН/м}$, возможна установка армирования для обеспечения несущей способности плиты на продавливание.

Проверяем предельное состояние плиты из условия продавливания бетона сжатой зоны по периметру колонны

Определяем длину расчетного периметра $u_0 = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м}$.

$$\text{Коэффициент } \nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

Проверяем условие (7.176)

$$v_{Ed,0} = \frac{V_{Ed}}{u_0} = \frac{600}{1,6} = 375 \text{ кН/м} < 0,5 \nu f_{cd} d = 0,5 \cdot 0,54 \cdot 16,7 \cdot 211 = 951 \text{ кН/м}$$

Первый ряд арматуры устанавливаем на $l_1 = 0,5 d = 105 \text{ мм}$. Находим площадь арматуры, устанавливаемой по первому периметру, отстоящему от грани колонны на расстояние l_1

Определяем длину расчетного периметра

$$u_0 = 4 \cdot b + 2\pi l_1 = 4 \cdot 0,4 + 2\pi \cdot 0,105 = 2,260 \text{ м}$$

Находим

$$A_{swi} \geq \frac{V_{Ed} - v_{Rd,c} \cdot u_1}{f_{ywd}} = \frac{(600 - 175 \cdot 2,26) \cdot 10^3}{278} = 736 \text{ мм}^2.$$

Определяем необходимость установки второго ряда арматуры.

Определяем длину периметра u_a отстоящего на расстоянии $1,5d$ от первого ряда арматуры.

$$u_a = u_1 + 2\pi \cdot 1,5 \cdot d = 2,260 + 2\pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 4,249 \text{ м.}$$

Погонное усилие на этом периметре составляет

$$v_{Ed,a} = \frac{V_{Ed}}{u_a} = \frac{600}{4,249} = 141,2 \text{ кН / м}$$

Сопротивление продавливанию по периметру u_a составляет

$$v_{Rd,ca} = 0,75v_{Rd,c} = 0,75 \cdot 175 = 131,25 \text{ кН/м.}$$

Поскольку условие $v_{Ed,ca} < v_{Rd,ca}$ не выполняется необходимо поставить второй ряд поперечного армирования на расстоянии $s_w = 150 \text{ мм} < 0,75d$ от первого периметра арматуры.

Находим площадь арматуры, устанавливаемой по второму периметру.

Определяем длину расчетного периметра

$$u_2 = u_1 + 2\pi \cdot s_w = 2,260 + 2\pi \cdot 0,15 = 3,202 \text{ м}$$

Находим

$$A_{sw2} \geq \frac{(V_{Ed} - v_{Rd,c} \cdot u_2) s_w}{f_{ywd} \cdot d} = \frac{(600 - 175 \cdot 3,202) \cdot 10^3 \cdot 0,15}{278 \cdot 0,211} = 101 \text{ мм}^2.$$

Определяем необходимость установки третьего ряда арматуры.

Определяем длину периметра u_a отстоящего на расстоянии $1,5d$ от второго ряда арматуры.

$$u_a = u_1 + 2\pi \cdot 1,5d = 3,202 + 2\pi \cdot 1,5 \cdot 0,211 = 5,191 \text{ м.}$$

Погонное усилие на этом периметре составляет

$$v_{Ed,a} = \frac{V_{Ed}}{u_a} = \frac{600}{5,191} = 115,6 \text{ кН / м}$$

Поскольку условие $v_{Ed,ca} < v_{Rd,ca}$ выполняется, устанавливать третий ряд арматуры не требуется.

Устанавливаем по первому периметру по 12Ø 10 S400 (по три у каждой боковой грани колонны). Из условия обеспечения расстояния между поперечными стержнями не более $1,5d$, по второму периметру необходимо

установить 16 Ø 10 S400 (по три у каждой боковой грани колонны и по одному стержню у каждого угла вдоль диагоналей сечения колонны)