

## Введение

В XIX веке понятие "архитектор" в литературном и устном русском языке означало человека, который способен спроектировать постройку и руководить ее сооружениями и было почти равнозначным понятию "инженер". Позже (в настоящее время) обязанности архитектора сместились в основном к разработке архитектурной части проекта, что не отменяет требований данной профессии к наличию знаний в сфере инженерного проектирования - знаний о механических и физических свойствах материалов для технического использования их возможностей при создании своих проектов. В данном учебно-методическом пособии даются основные сведения о сопротивлении железобетона, типах и основах расчета железобетонных конструкций.

## Лекция 1. Сущность железобетона. Краткий исторический обзор становления и развития железобетонных конструкций. Перспективы развития железобетонных конструкций. Учебная и нормативная литература по расчету железобетонных и каменных строительных конструкций.

### 1.1 Сущность железобетона

**Железобетон** – это композитный материал (пластичная основа (бетон) армирована прочным наполнителем – стальными стержнями или арматурными изделиями). Компоненты железобетона работают под нагрузкой как единое целое.

**Бетон** – это искусственный камень, который состоит из цемента, воды, мелкого заполнителя, крупного заполнителя и добавок.

Бетон хорошо сопротивляется сжимающим напряжениям и почти не сопротивляется растягивающим. Сталь практически одинаково хорошо воспринимает и сжимающие и растягивающие напряжения.

Совместная работа бетона и арматуры обеспечивается:

- I. силами сцепления арматуры с бетоном, которые возникают по поверхности их контакта при твердении бетонной смеси;
- II. близкими по значению коэффициентами линейного расширения бетона -  $(7 \cdot 10^{-6} \div 10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{град}})$  и стали –  $(12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{град}})$ ;
- III. надежной защитой арматуры от внешних воздействий слоем бетона

Рассмотрим две балки – неармированную из бетона и армированную железобетонную, которые нагружены аналогичной нагрузкой (сосредоточенными силами  $P$ , которые возрастают от нуля до максимального значения при котором балка разрушится).

Рассмотрим **бетонную балку прямоугольного сечения  $b \times h$** , нагруженную, как показано на **рис. 1**, силами  $P$ , которые будут менять свои значения от нуля до максимального значения, при котором балка разрушится.

На **рис. 2** показана схема деформации балки, положение нейтральной линии и эпюра нормальных напряжений в сечении.

Ниже нейтральной линии возникают растягивающие напряжения, выше – сжимающие. Бетон имеет разные расчетные сопротивления при сжатии и растяжении. Расчетное сопротивление бетона при растяжении  $R_{bt}$  значительно меньше расчетного сопротивления бетона при сжатии  $R_b$ . Поэтому, когда растянутая зона бетонной балки исчерпает свою несущую способность (напряжения достигнут расчетного сопротивления при растяжении), напряжения в сжатой зоне едва достигнут 5 ... 10% от прочности бетона на сжатие. В этот момент балка разрушится внезапно (хрупко) при возникновении первой же трещины в бетоне растянутой зоны.

Рассмотрим теперь **железобетонную балку прямоугольного сечения** с такими же размерами  $b \times h$ , как у бетонной балки, нагруженную как показано на **рис. 1**. Арматуру расположим в растянутой зоне для восприятия растягивающих напряжений. Площадь арматуры и ее расчетное сопротивление подберем таким образом, чтобы несущая способность растянутой арматуры была такая же, как и несущая способность сжатой зоны бетона. Такая балка способна выдержать гораздо большую нагрузку, чем балка без армирования. Когда бетон в растянутой зоне исчерпает несущую способность, практически все растягивающие напряжения воспримет арматура. В такой балке может быть полностью использована несущая способность бетона на сжатие и арматуры на растяжение. [I]



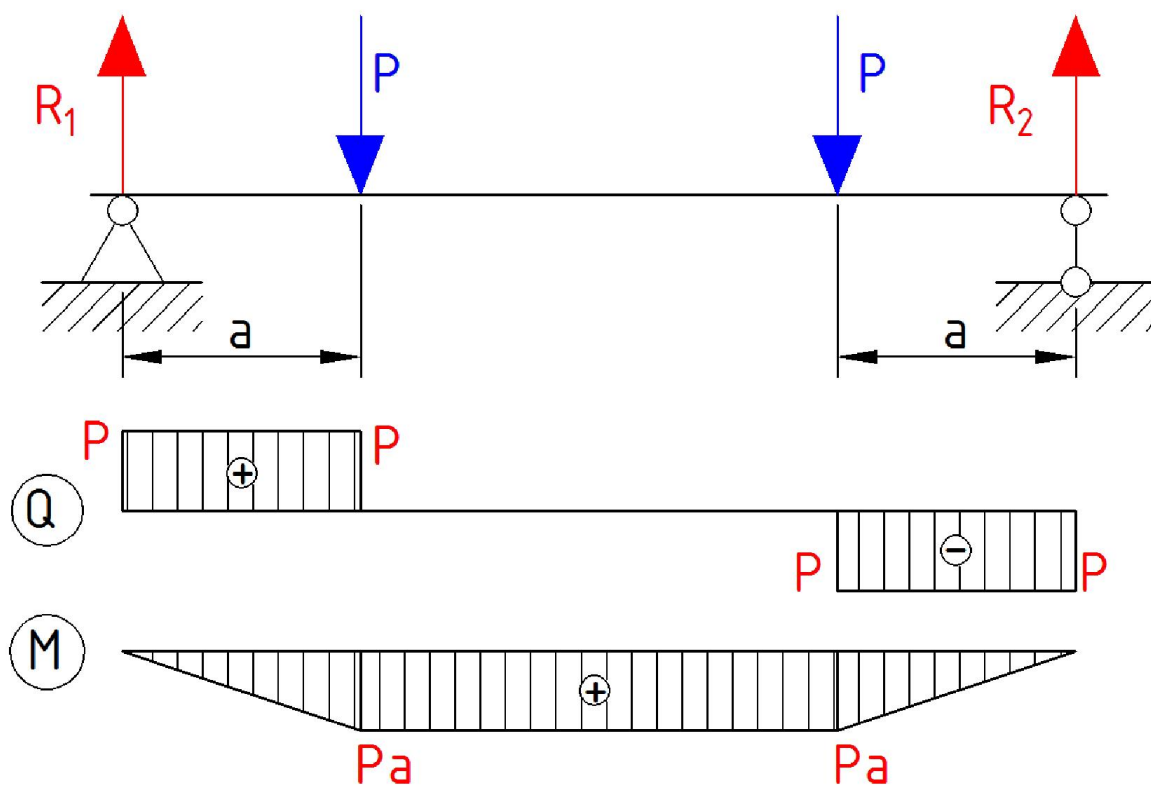


Рис. 1. Схема нагружения и усилия в балке

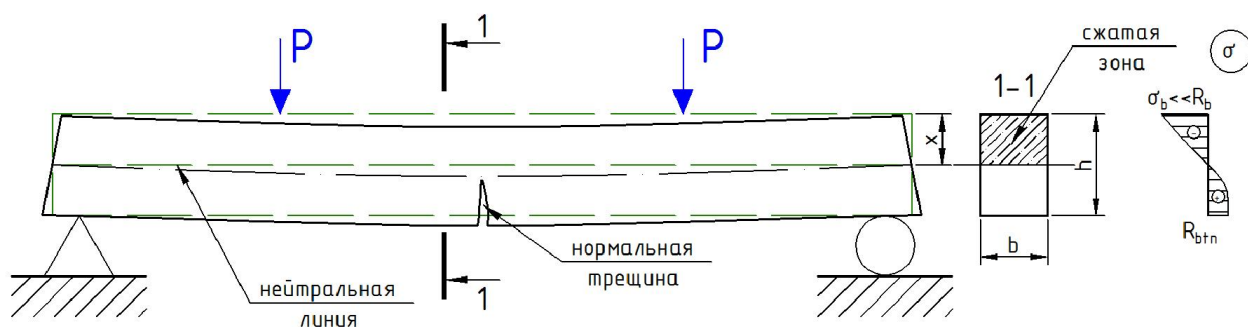


Рис. 2. Напряжения и деформации в бетонной балке в момент начала разрушения [1]

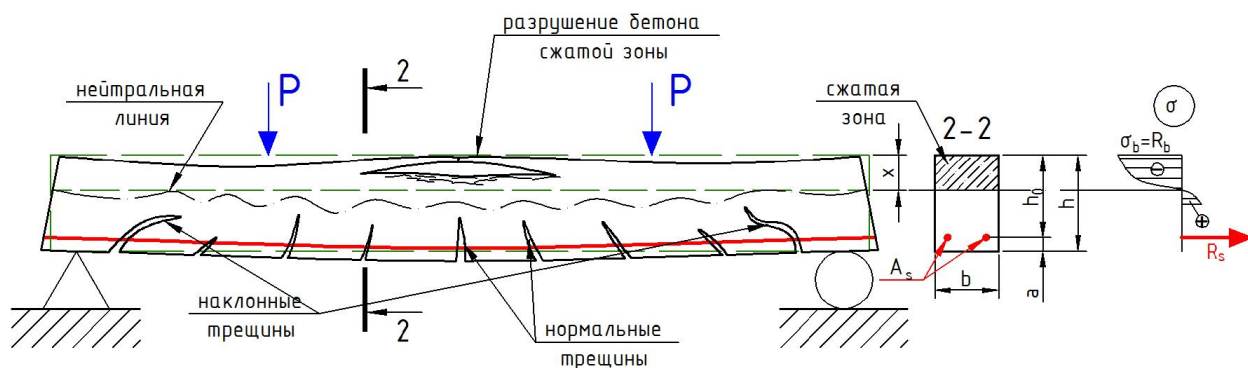


Рис. 3. Напряжения и деформации в железобетонной балке в момент начала разрушения [1], [3], [4]

## 1.2 Краткий исторический обзор становления и развития железобетонных конструкций

Появление железобетонных конструкций связано с большим ростом промышленности, транспорта и торговли во второй половине XIX в.

Железобетон по сравнению с другими строительными материалами появился сравнительно недавно и почти одновременно в Европе и Америке. Его история насчитывает не более 150 лет [2].

**1849 г.** первое изделие из железобетона - лодка, построенная Ж. Ламбо во Франции.

Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены парижским садовником Жозефом Монье в **1867... 1870 гг.**

**1861 г.** первая идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена русским артиллерийским инж. А. В. Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий.

**1884 г.** патенты Ж. Монье куплены фирмой Фрейтаг и Гейдшук в Нейштадте и фирмой Мантенштейн и Жоссо в Оффенбахе, а в **1885 г.** инженером Г.А. Вайсом из Вены.

В **1885 г.** в Германии инж. Г.А. Вайс и проф. Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности железа в бетоне, сил сцепления арматуры с бетоном и пр. Тогда же впервые инж. М. Кёнен высказал предположение, подтвержденное опытами, что арматура должна располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающие усилия.

**1886 г.** инж. М. Кёнен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии. В **России** железобетон стали применять с **1886г.** для перекрытий по металлическим балкам.

**К концу XIX века** сложилась в общих чертах теория расчёта железобетона по допускаемым напряжениям благодаря работам исследователей и инженеров Консидера, Геннебика (Франция), Кёнена, Мёрша, Баха, Графа (Германия) и др., основанная на методах сопротивления упругих материалов.

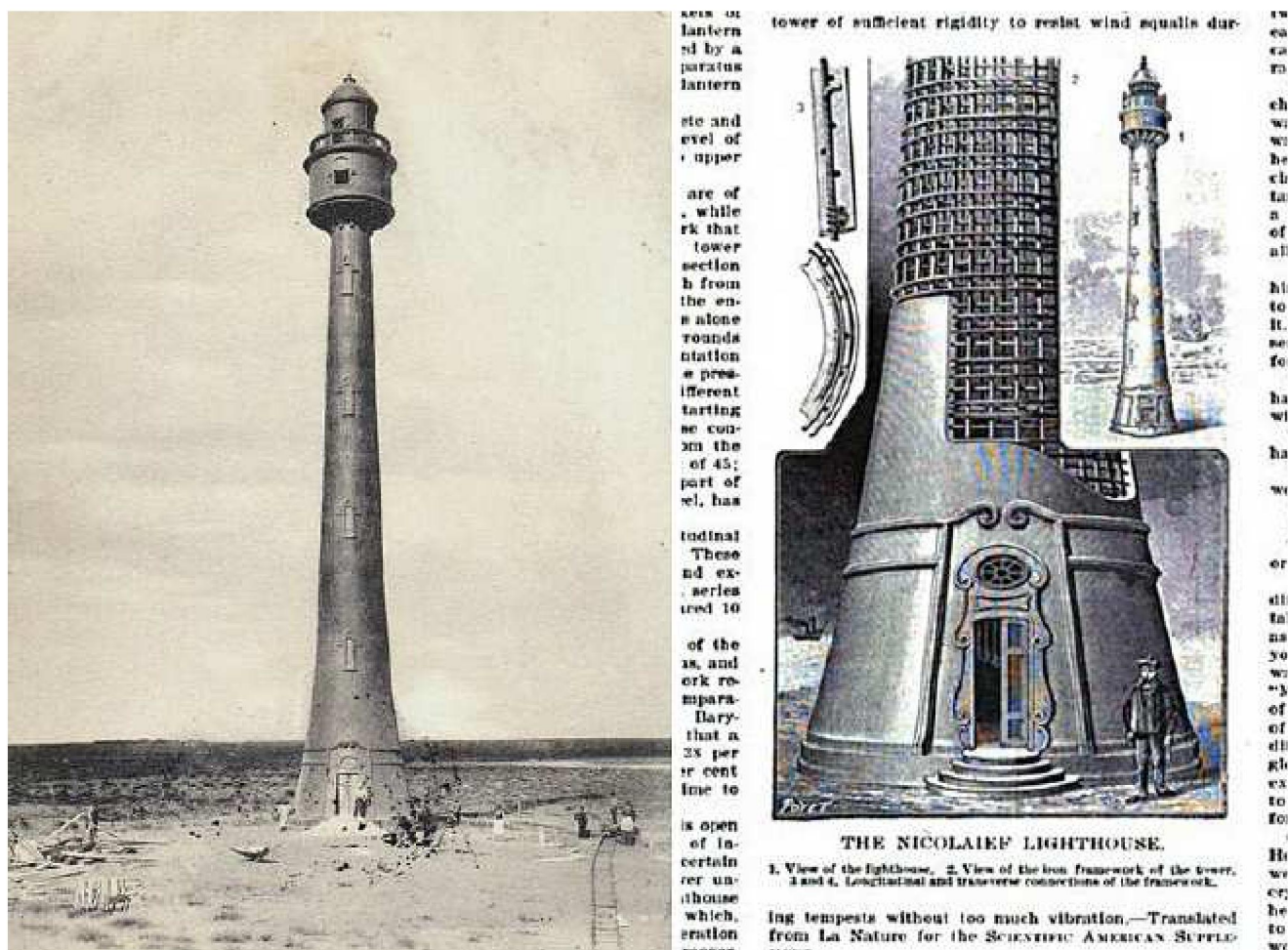


Рис. 4. Первый в мире железобетонный маяк – железобетонный шедевр Европы был построен на Ожарской косе вблизи г. Николаева. [5], [6]

1891 г. талантливейший русский строитель проф. Н. А. Белелюбский первым провел серию испытаний железобетонных конструкций: плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролётом 17 м.

1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений.

1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций.

1904 г. в г. Николаеве по проекту инженеров Н. Пятницкого и А. Барышникова был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см вверху и до 20 см внизу.



*Рис. 5. Monier Joseph (Жозеф Монье) французский садовник, один из изобретателей железобетона 1823-1867. [51]*



*Рис. 6. Профессор Гвоздев Алексей Алексеевич (1897—1986). [66]*



**После революции** железобетонное строительство в СССР получило невиданный в мире размах. Необходимость максимально экономить материал и снижать стоимость железобетонных конструкций вынуждала советскую школу учитывать все наиболее передовое в европейской и американской практике и широко развивать собственные теоретические и экспериментальные исследования в области железобетона. Это, в свою очередь, способствовало значительному расширению применения железобетона в гидротехническом и жилищно-гражданском строительстве.

**1921... 1926 гг.** железобетон был применен при строительстве Волховской ГЭС, крупнейшей по тому времени – впервые в гидротехническом строительстве.



*Рис. 7. Инженер-мостостроитель Белелюбский Николай Аполлонович (1845-1922) [67]*

**1925... 1932 гг.** советские ученые В. М. Келдыш, А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и другие на базе широких экспериментальных работ разработали общие методы расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), которые позволили запроектировать и построить много уникальных для своего времени общественных и промышленных зданий из железобетона: Центральный телеграф, Дом «Известий», здания министерств легкой промышленности и земледелия в Москве, почтамт и Дом



промышленности в Харькове, Дома Советов в Ленинграде, Минске, Киеве и ряд других крупных сооружений.

**1927... 1932 гг.** ДнепроГЭС.

**1928... 1934 гг.** Нижне-Свирская ГЭС.



*Рис. 8. Российский и советский инженер, архитектор, изобретатель и преподаватель  
Лолейт Артур Фердинандович (1868-1933)*

**Примерно в 1928 г.** железобетон стал широко использоваться в строительстве тонкостенных пространственных конструкций: разнообразных оболочках, складах, шатрах, сводах и куполах. Советский ученый В. З. Власов первым разработал общий практический метод расчета оболочек, значительно опередив зарубежную науку в этой области.

**1929 г.** первый тонкостенный купол значительного диаметра (28 м) был построен в Москве для планетария.

**1931... 1934 гг.** на основе глубокого изучения физических и упругопластических свойств железобетона, а также экспериментальных данных А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев и другие создали теорию расчета железобетона по разрушающим усилиям. Она была положена в основу норм (ОСТ 90003-38), по

которым рассчитывали все промышленные и гражданские здания и сооружения.

**1934 г.** самый большой в то время гладкий купол диаметром 55,5 м был сооружен над зрительным залом театра в Новосибирске. Конструкцию купола разработал инж. Б. Ф. Матери по идее и под руководством П. Л. Пастернака.

Применение в строительстве рамных и тонкостенных пространственных систем с использованием их жесткости и монолитности следует считать вторым этапом в развитии железобетона.

**1936 г.** в СССР впервые был применен предварительно напряженный железобетон для изготовления опор канатной сети на закавказских железных дорогах. Широкому внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций во многом способствовали работы ученых В. В. Михайлова, А. А. Гвоздева, С. А. Дмитриева и др.

Широкую индустриализацию железобетонного строительства, развитие предварительно напряженных конструкций, внедрение высокопрочных материалов и разработку нового метода расчета железобетонных конструкций следует считать началом третьего этапа в развитии железобетонных конструкций.

**1955 г.** создан в СССР и применяемый в настоящее время единый метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям, основные положения которого изложены в работах Н.С.Стрелецкого, В.В.Кураева (металлические конструкции), В.М. Келдыша, А.Р. Ржаницына (строительная механика), А.А.Гвоздева, И.И. Гольденבלата, К.Э. Таля (железобетонные конструкции) и др.

**1967 г.** Останкинская телебашня. Вес более 32 тысяч тонн, возведена на монолитном кольцевом железобетонном фундаменте шириной 9,5 метра, высотой 3 метра и диаметром (описанной окружности) 74 метра. В десятиугольной железобетонной ленте фундамента с помощью системы кольцевой напряженной арматуры (она состоит из 104 пучков, в каждом пучке по 24 проволоки диаметром 5 миллиметров каждая) создано предварительное напряжение — каждый пучок натянут гидравлическими домкратами с силой около 60 тонн.



Рис. 9. Останкинская телебашня г. Москва [7]





*Рис. 10. Одна из самых высоких статуй в мире — Родина Мать на Мамаевом кургане — построена из железобетона [22]*

### **1.3 Перспективы развития железобетонных конструкций**

Железобетонные конструкции, особенно предварительно напряженные, получили массовое использование в современном строительстве и имеют широкую перспективу для дальнейшего развития.

Основными направлениями в совершенствовании железобетонных конструкций (снижение стоимости при одновременном повышении качества) являются:

Применение конструктивных решений, снижающих массу конструкций и позволяющих наиболее полно использовать: физико-механические свойства исходных материалов, местные строительные материалы, бетоны высоких классов, лёгкие бетоны, холодную пропитку бетонов мономерами и высокопрочную арматуру, механизированное и автоматизированное изготовление конструкций.

Повышение долговечности, надежности и технологичности конструкций, снижение их приведённых затрат, материалоемкости, энергоёмкости, трудоемкости изготовления и монтажа.

Разработка новых, уточнение и упрощение существующих методов расчета конструкций, особенно пространственных, тонкостенных и с предварительным напряжением арматуры.

Развитие методов расчета с использованием ЭВМ и высокопроизводительных методов конструирования (САПР), технологии изготовления и возведения конструкций сборных, сборно-монолитных и монолитных.

Повышение качества, упрочнение и удешевление стыков сборных и сборно-монолитных конструкций.

Изучение физико-химических и механических процессов взаимодействия стальной арматуры с бетоном в целях наиболее эффективной борьбы с появлением и раскрытием трещин в конструкциях.

Совершенствование методов подбора и изготовления бетона (особенно легкого и ячеистого), с тем чтобы получать железобетон с заранее заданными свойствами.

Повышение сейсмической и динамической стойкости конструкций.

Увеличение долговечности конструкций в зданиях с агрессивными средами, а также при эксплуатации в низких и высоких температурах.[52]

#### **1.4 Рекомендуемая учебная и нормативная литература по расчету железобетонных и каменных строительных конструкций**

- I. Свистунов В.В., Ломунов А.К. Основы сопротивления железобетона. Курс лекций по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»: Учебное пособие. – Н.Новгород: Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет – 2012. – 83 с.



- II. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс Учеб. для вузов / Изд. 6-е, репринт-ное. – 2010. М.: Стройиздат – 768 с.
- III. Проектирование каменных и армокаменных конструкций : Учеб. пособие для студентов по спец. 290300 - "Пром. и гражд. стр-во" направления 653500 "Стр-во" / Бедов Анатолий Иванович, Щепетьева Татьяна Андреевна. - Москва: Изд-во АСВ, 2003. - 239 с.
- IV. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции : общий курс : учеб. для вузов. - Москва: Стройиздат, 1991. - 767 с.
- V. Бондаренко В. М. Железобетонные и каменные конструкции : учебник для вузов / В. М. Бондаренко, Д. Г. Суворкин. - Москва: Высш. шк., 1987, 2-е издание М. Высшая школа, 2002г. 876 с.
- VI. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2, 3) [11]
- VII. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\* [12]
- VIII. СП 52-102-2004 "Предварительно напряженные железобетонные конструкции" [13]
- IX. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* [14]
- X. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения [15]
- XI. ГОСТ 21.501-2011 СПДС. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений [16]
- XII. ГОСТ Р 21.1101-2013 СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации [17]
- XIII. Пособие по проектированию жилых зданий/ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01—85). — М.: Стройиздат, 1989. — 304 с.
- XIV. Расчет монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания [Электронный ресурс] : метод. указания для выполнения расчет.-граф. работы по дисциплине "Железобет. конструкции" по направлению 270800.62 "Стр-во" / Нижегор. гос. архит.-строит. ун-т, Каф. железобет. кам. и дерев. конструкций; сост. Нифонтов Александр Владимирович, Малышев Владимир Владимирович, Барышникова Алла Викторовна. - Электрон. дан. (1,19 МБ). - Н.Новгород : ННГАСУ, 2014. - 1 CD ROM. - В библиотеке также находится печатная версия издания.

- XV. Труш, Леонид Иванович. Расчет монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания. Примеры расчета : учеб.-метод. пособие / Труш Леонид Иванович, Барышникова Алла Викторовна ; Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. - Нижний Новгород : ННГАСУ, 2017. - 38 с. - В библиотеке также находится электронная версия издания
- XVI. Труш, Леонид Иванович. Расчет монолитного железобетонного перекрытия многоэтажного производственного здания. Общие указания : учеб.-метод. пособие / Труш Леонид Иванович; Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. - Нижний Новгород : ННГАСУ, 2017. - 55 с. : ил. - Библиогр. : с. 42. - В библиотеке также находится электронная версия издания

## **Лекция 2. Физико-механические свойства бетона: Бетон как материал для железобетонных конструкций. Структура бетона. Классификация бетонов по различным признакам. Прочность бетона и факторы, влияющие на неё.**

### **2.1 Структура бетона**

Бетон = Ц + В + Мз + Крз + Д

Ц — цемент (портландцемент, глиноземистый, шлако-портландцемент, пуццолановый портландцемент и др.).

В — вода (без пленки нефтепродуктов, жиров и масел)

Мз — мелкий заполнитель (природный кварцевый песок с модулем крупности 1,5-2,5 — крупный, средний, мелкий; шлак; ракушечник и др.).

Крз — крупный заполнитель (щебень, гравий, перлит, пемза, ракушечник, керамзит, шлак и др.).

Д — добавки (пластификаторы, химические добавки для улучшения свойств бетона). [2], [1]

### **2.2 Бетон как материал для железобетонных конструкций**

Бетон как материал для ЖБК должен обладать определенными, наперед заданными физико-механическими свойствами, основные из которых:

- I. Необходимая прочность
- II. Хорошее сцепление с арматурой

III. Достаточная плотность (непроницаемость) для защиты арматуры от коррозии

В зависимости от назначения железобетонной конструкции и условий ее эксплуатации бетон должен еще удовлетворять специальным требованиям: морозостойкости при многократном замораживании и оттаивании (например, для открытых сооружений, ограждающих конструкций), жаростойкости при длительном воздействии высоких температур, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды и др. В зависимости от этих требований существуют различные признаки классификации бетона. [2]

## 2.3 Классификация бетонов согласно ГОСТ 25192-2012

### Признаки классификации:

- I. основное назначение;
- II. стойкость к видам коррозии;
- III. вид вяжущего;
- IV. вид заполнителей;
- V. структура;
- VI. условия твердения;
- VII. прочность;
- VIII. темп набора прочности;
- IX. средняя плотность;
- X. морозостойкость;
- XI. водонепроницаемость;
- XII. истираемость.

### Классификация по основному назначению:

- I. конструкционные;
- II. специальные (например, теплоизоляционные, радиационностойкие, декоративные).

### Классификация по стойкости к видам коррозии:

- I. А - бетоны, эксплуатируемые в среде без риска коррозионного воздействия (ХО);
- II. Б - бетоны, эксплуатируемые в среде, вызывающей коррозию под действием карбонизации (ХС);
- III. В - бетоны, эксплуатируемые в среде, вызывающей коррозию под действием хлоридов (ХД и ХС);
- IV. Г - бетоны, эксплуатируемые в среде, вызывающей коррозию под действием попеременного замораживания и оттаивания (ХФ);

- V. Д - бетоны, эксплуатируемые в среде, вызывающей химическую коррозию (ХА).

**Классификация по виду вяжущего:**

- I. цементные;
- II. известковые;
- III. шлаковые;
- IV. гипсовые;
- V. специальные (например, полимербетоны, бетоны на магнезиальном вяжущем).

**Классификация по виду заполнителей:**

- I. на плотных заполнителях;
- II. на пористых заполнителях;
- III. на специальных заполнителях (например, металлическая дробь, вспененный гранулированный полистирол).

**Классификация по структуре:**

- I. плотной структуры;
- II. поризованной структуры;
- III. ячеистой структуры;
- IV. крупнопористой структуры.

**Классификация по условиям твердения:**

- I. твердения в естественных условиях;
- II. твердения в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении;
- III. твердения в условиях тепловой обработки при давлении выше атмосферного (бетоны автоклавного твердения).

**Классификация по прочности:**

- I. средней прочности (класс прочности при сжатии В до В50 включительно);
- II. высокопрочные (класс прочности при сжатии В равен В55 и выше).

**Классификация по скорости набора прочности:**

- I. быстротвердеющие;
- II. медленнотвердеющие.

**Классификация по средней плотности:**

- I. особо легкие (марки по средней плотности менее D800);
- II. легкие (марки по средней плотности от D800 до D2000);
- III. тяжелые (марки по средней плотности более D2000 до D2500);
- IV. особо тяжелые (марки по средней плотности более D2500).

Классификации по остальным признакам приведена в ГОСТ 25192-2012 [8], [2]

## 2.4 Прочность бетона и факторы влияющие на нее

### 2.4.1 Факторы оказывающие влияние на прочность бетона

Механические свойства заполнителей и цементного камня существенно отличаются друг от друга, кроме того, структура бетона изобилует дефектами, порами и пустотами, т.е. структура бетона неравномерна. Поэтому прочность бетона зависит от многих факторов:

**Факторы, связанные с составом бетона и условиями его приготовления** (зерновой состав, прочность заполнителей, характер поверхностей заполнителей, марка цемента, количество цемента, качество уплотнения бетонной смеси при формовании, количество воды - В/Ц (водоцементное отношение)).

Факторы, связанные с продолжительностью и условиями твердения (время твердения, температура, влажность и давление среды).

Факторы, связанные с формой, размерами образца и условиями нагружения [2]

### 2.4.2 Виды прочности бетона

**Прочность на осевое сжатие:**

**кубиковая  $R$**  (испытание кубов на сжатие, стандартный размер  $150 \times 150 \times 150$  мм) Факторы, оказывающие влияние при испытании кубиков – наличие или отсутствие трения (см. **рис. 11**) и размер образцов.

**призменная** (временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм)  $R_b$  (испытание призм на сжатие, стандартный размер  $150 \times 150 \times 600$  мм).

Факторы, оказывающие влияние на испытание призм отношение  $h/a$  – отношение высоты к размеру поперечного сечения. При  $h/a \geq 4$  влияние сил трения практически исключено, при  $4 \leq \frac{h}{a} < 8$  – влияние гибкости ощутимо не сказывается (см. **рис. 12**).



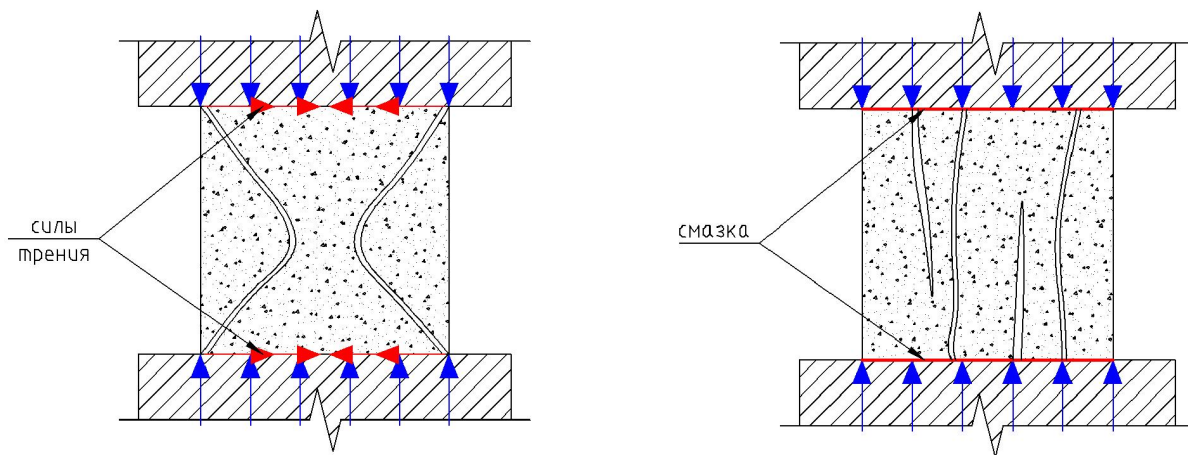


Рис. 11. Характер разрушения кубических бетонных образцов при наличии/отсутствии смазки

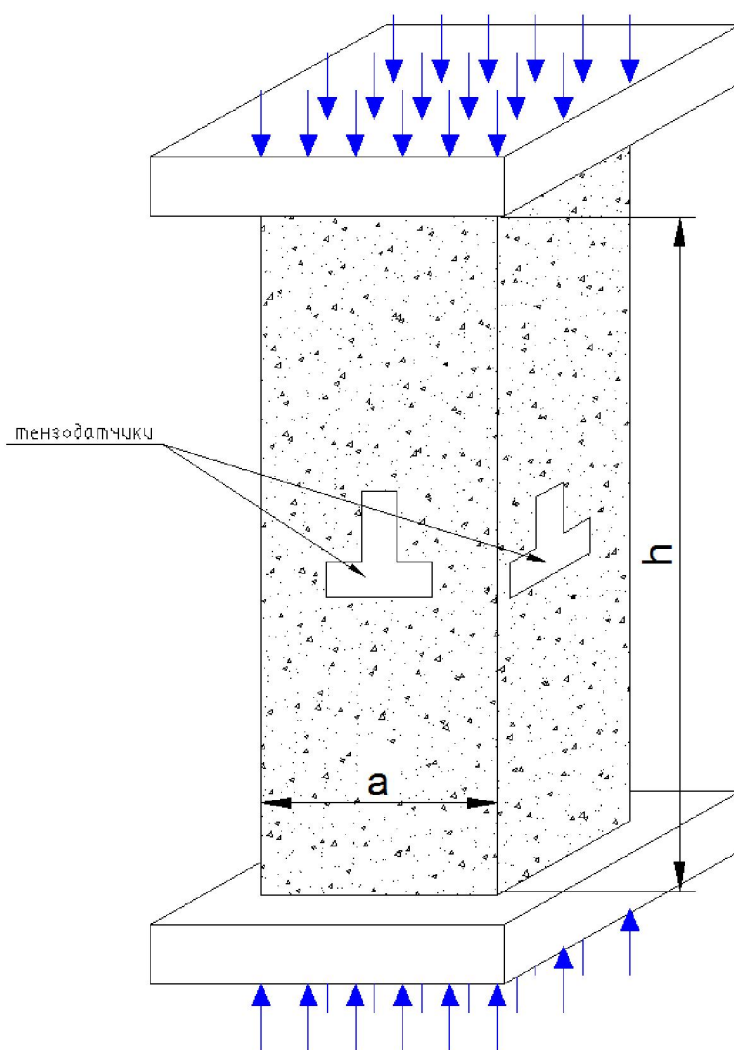


Рис. 12. Определение призмочной прочности бетона.

Прочность на осевое растяжение  $R_{bt}$  ( $k_t = \frac{R_{bt}}{R} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{20}$ ), зависит от прочности цементного камня, причины того что она меньше прочности на осевое сжатие – неоднородность структуры (см. **рис. 13**) и слабое сцепление

цементного камня с крупным заполнителем, может быть определена по эмпирической формуле  $R_{bt} = 0.233\sqrt[3]{R^2}$ .

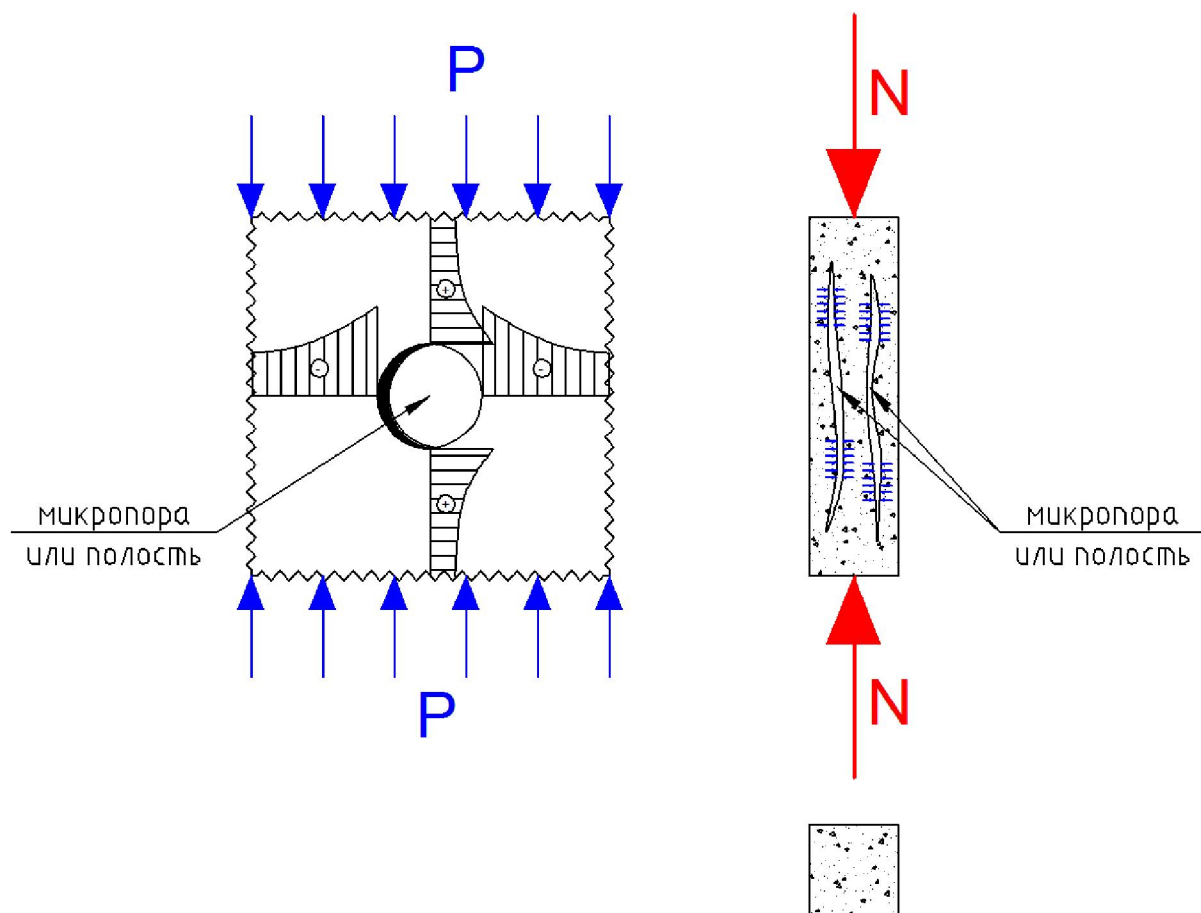


Рис. 13. Состояние бетонного образца при сжатии

**Прочность при срезе и скалывании** - сопротивление срезу зерен крупных заполнителей, работающих как шпонки в плоскости среза, оказывает существенное влияние. При срезе распределение напряжений по площади сечения считается равномерным.  $R_{sh} \approx 0.2R$ ,  $R_{sh} \approx 2R_{bt}$ ,  $R_{sh} = 0.7\sqrt{R_b \cdot R_{bt}}$ .

**Прочность на смятие** (смятие возникает при опирании на бетонные поверхности конструктивных элементов – сжимаемый элемент находится полностью или частично в окружении ненагруженного бетона, поэтому, сжимаемый бетон имеет повышенную прочность)  $R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b$ ,  $\varphi_b = 0.8 \cdot$

$\sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}$ ,  $1 \leq \varphi_b \leq 2.5$  (см. рис. 14).

**Прочность бетона при длительном действии нагрузки  $R_{long}$**  (при длительном действии нагрузки и высоких напряжениях под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и структурных изменений бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем временное сопротивление осевому сжатию  $R_b$ )

**Прочность бетона при динамическом нагружении  $R_d$**  (При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, развивающейся вследствие ударных и взрывных воздействий, наблюдается увеличение временного сопротивления бетона — динамическая прочность. Чем меньше время  $\tau$  нагружения бетонного образца заданной динамической нагрузкой (или, что то же самое, чем больше скорость роста напряжений МПа/с), тем больше коэффициент динамической прочности бетона)

**Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках  $R_{bf}$**  (При действии многократно повторных нагрузок с повторяемостью в несколько миллионов циклов временное сопротивление бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается). [1], [2]

См. так же: [1], [2], [3], [9], [10].



## **Лекция 3. Физико-механические свойства бетона: Классы и марки бетона. Деформативность бетона. Усадка и набухание бетона.**

### **3.1 Классы и марки бетона**

В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [11] устанавливает показатели качества бетона, основными из которых являются:

**Класс бетона по прочности на сжатие  $B$**  соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие, МПа, с обеспеченностью 0,95 (нормативная кубиковая прочность). Указывается в проекте во всех случаях. *Пример: класс бетона  $B25$  – кубиковая прочность такого бетона составляет 25 МПа с обеспеченностью 95%.*

**Класс бетона по прочности на осевое растяжение  $B_t$**  соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение, МПа, с обеспеченностью 0,95 (нормативная прочность бетона). Назначается в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве. *Пример: класс бетона  $B_t2$  – прочность такого бетона на осевое растяжение составляет 2 МПа с обеспеченностью 95%.*

**Марка бетона по морозостойкости  $F$**  соответствует минимальному числу циклов переменного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при стандартном испытании. Назначается для конструкций, которые подвергаются в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания (открытые конструкции, ограждающие конструкции и т.д.). *Пример: марка бетона по морозостойкости  $F75$  – минимальное число циклов переменного замораживания и оттаивания, выдерживаемых образцом при стандартном испытании равно 75.*

**Марка бетона по водонепроницаемости  $W$**  соответствует максимальному значению давления воды (в МПа  $\cdot 10^{-1}$ ), выдерживаемому бетонным образцом при испытании. Назначается для конструкций, к которым предъявляют требования непроницаемости (резервуары, напорные трубы и т.д.). *Пример: марка бетона по водонепроницаемости  $W2$ , следовательно, максимальное давление воды, которое выдержит бетонный образец при испытании, составит 20 МПа.*



**Марка бетона по средней плотности  $D$**  соответствует среднему значению объемной массы бетона  $\left(\frac{\text{кг}}{\text{м}^3}\right)$ . Назначается для конструкций, к которым кроме требований прочности предъявляются требования теплоизоляции, и контролируется на производстве. *Пример: плотность бетона марки  $D900$  составляет  $900 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ .* [2]

## 3.2 Деформативность бетона

**Деформативность бетона** – это изменение его формы и размеров под влиянием различных воздействий.

Бетон – упругопластический материал, в котором, начиная с малых напряжений, помимо упругих деформаций  $\varepsilon_e$  появляются и неупругие или пластические  $\varepsilon_{pl}$ . Т.е. полная деформация без учета усадки равна:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$$

Виды деформаций в бетоне:

**Объемные** – развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки или изменения температуры

**Силовые** – развивающиеся в направлении действия сил. Силовым продольным деформациям соответствуют некоторые поперечные деформации.

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

- I. деформации при однократном первичном нагружении кратковременной нагрузкой;
- II. деформации при длительном действии нагрузки;
- III. деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

Наибольший практический интерес представляют деформации бетона при сжатии. Для изучения деформативности используют прямоугольные призмы с  $h/a = 4$  для исключения влияния сил трения. Нагрузку к призме прикладывают по этапам (ступеням), одна ступень обычно составляет  $1/10 \div 1/20$  от ожидаемой разрушающей нагрузки (см. **рис. 15**). При достаточно большом числе ступеней зависимость между напряжениями и деформациями будет в виде плавной кривой. [2]

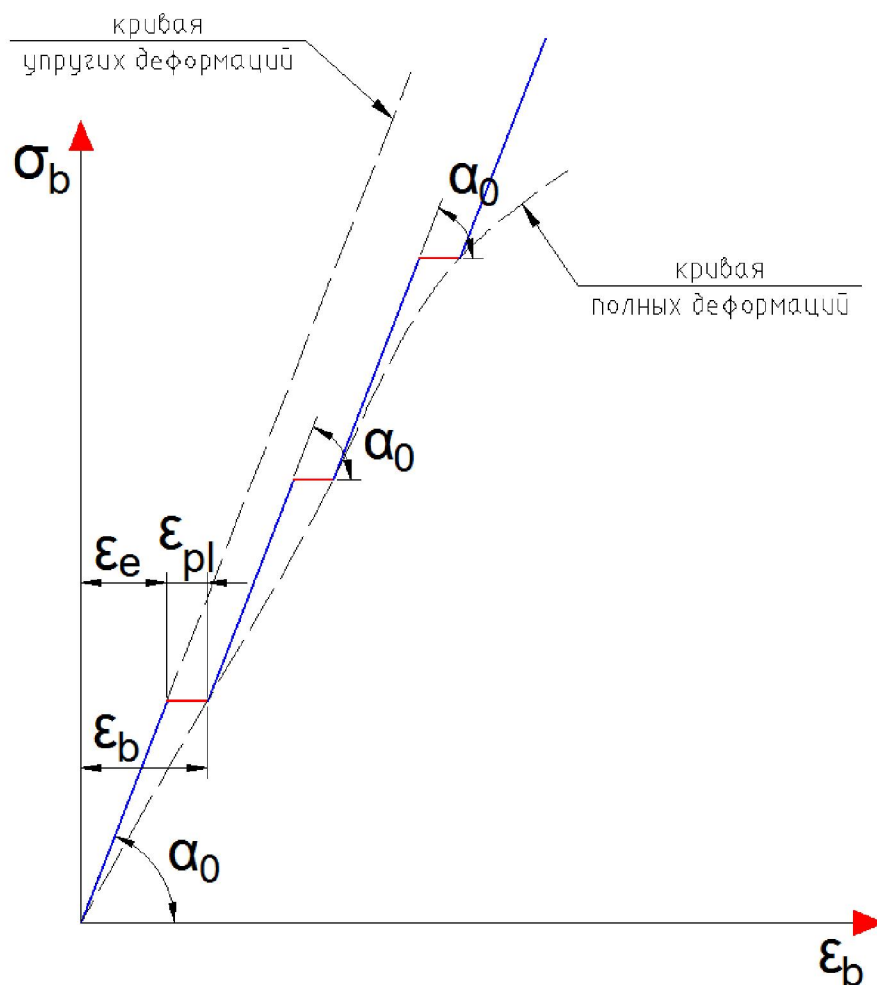


Рис. 15. Диаграмма деформаций в бетоне при ступенчатом приложении нагрузки.

### 3.2.1 Деформации бетона при однократном первичном нагружении кратковременной нагрузкой

Длительность нагружения обычно не превышает 60 минут. Диаграмма  $\sigma - \varepsilon$  для этого случая показана на **рис. 16**.

Степень криволинейности диаграммы зависит от:

- I. продолжительности действия нагрузки
- II. уровня напряжений
- III. класса бетона

Упругие деформации  $\varepsilon_e$  исчезают после снятия нагрузки. Около 10% пластических деформаций так же исчезают после снятия нагрузки – это:

- I. деформация упругого последействия  $\varepsilon_{ep}$
- II. упругая составляющая пластической деформации  $\varepsilon_{el}$ , характеризующая обратимое сплющивание пустот цементного камня

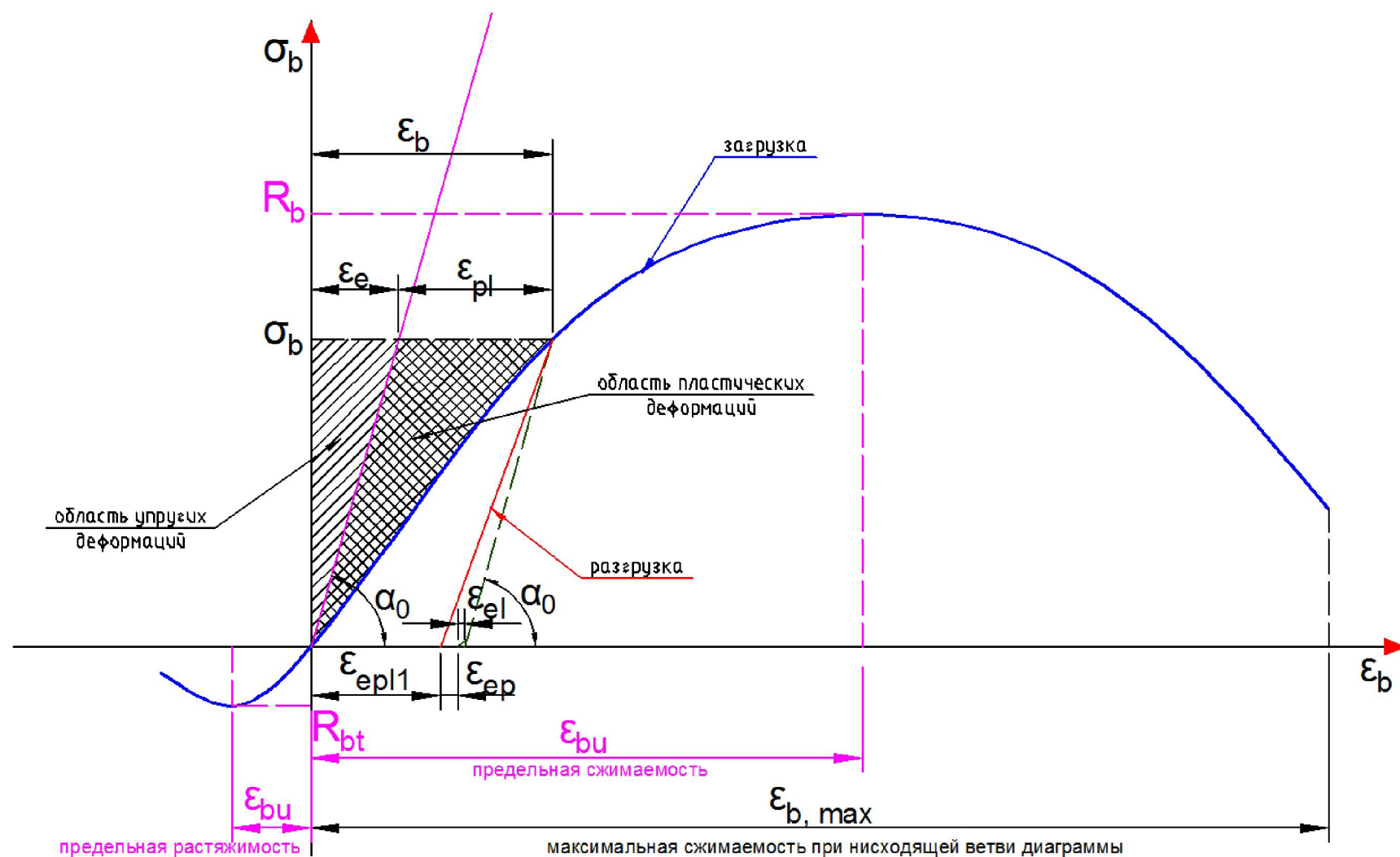


Рис. 16. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями бетона при растяжении и сжатии (однократное первичное нагружение кратковременной нагрузкой).

После разгрузки бетона окончательно остается остаточная деформация, возникающая из-за необратимого сплющивания пустот цементного камня и излома их стенок  $\varepsilon_{pl1}$ .

$\sigma_b = R_b$  - напряжение в момент, предшествующий началу интенсивного разрушения бетона (условная величина).

При невысоких напряжениях ( $\sigma_b \leq 0,5 \cdot R_b$ ) превалируют упругие деформации ( $\varepsilon_e \geq 0,8\varepsilon_b$ ), а при  $\sigma_b \leq 0,2 \cdot R_b$  бетон можно рассматривать как упругий материал.

При осевом растяжении диаграмма  $\sigma - \varepsilon$  имеет тот же характер, что и при сжатии.

Коэффициент упругости бетона  $\nu = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}$ , при сжатии меняется от 1 (упругая работа бетона) до 0,15 (в момент предшествующий разрушению при очень длительном нагружении).

Коэффициент пластичности бетона  $\lambda = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_b}$ .

При растяжении так же возникает деформация (состоящая из упругой и пластической составляющей соответственно):

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{e,t} + \varepsilon_{pl,t}$$

От значений предельных деформаций зависит диапазон совместной работы арматуры с бетоном. Предельные деформации тяжелого бетона при кратковременном действии нагрузки:

при сжатии  $\varepsilon_{b,ult} = 0,8 \div 3\text{‰}$

при растяжении  $\varepsilon_{bt,ult} = 0,1 \div 0,15\text{‰}$  [2]

### **3.2.2 Деформации бетона при длительном действии нагрузки**

При длительном действии нагрузки ( $t > 60$  минут) неупругие деформации с течением времени значительно увеличиваются. В реальных условиях в процессе строительства зданий и сооружений идёт постепенное ступенчатое нагружение железобетонных элементов.

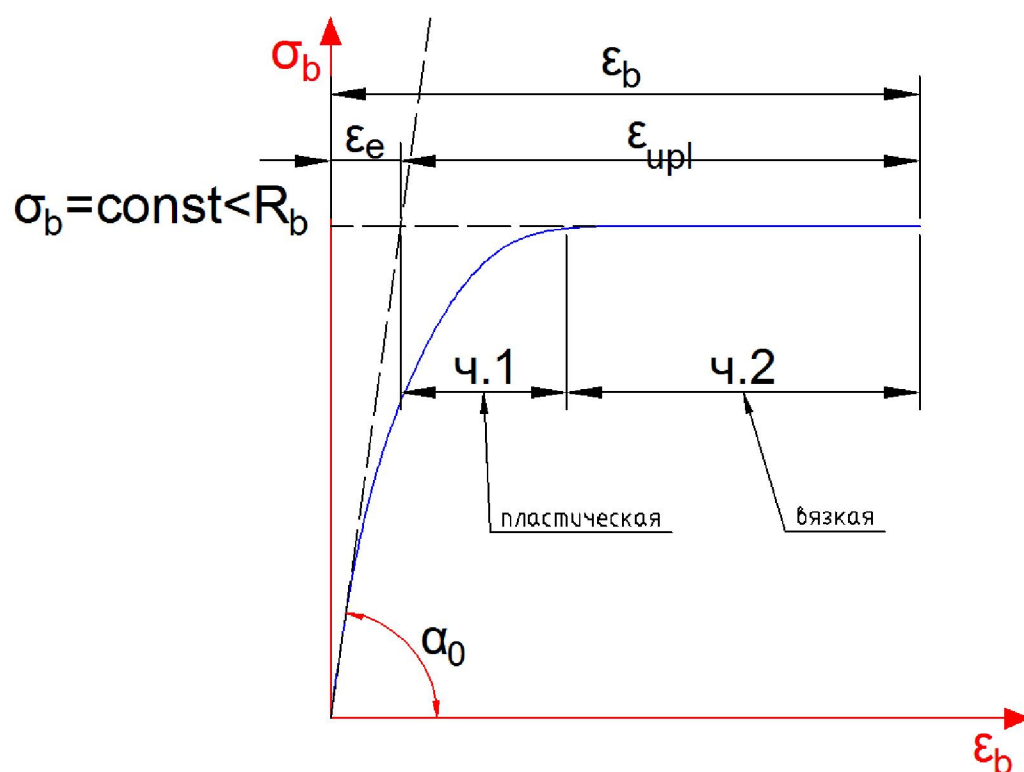


Рис. 17. Неупругие деформации в бетоне в зависимости от длительности действия нагрузки

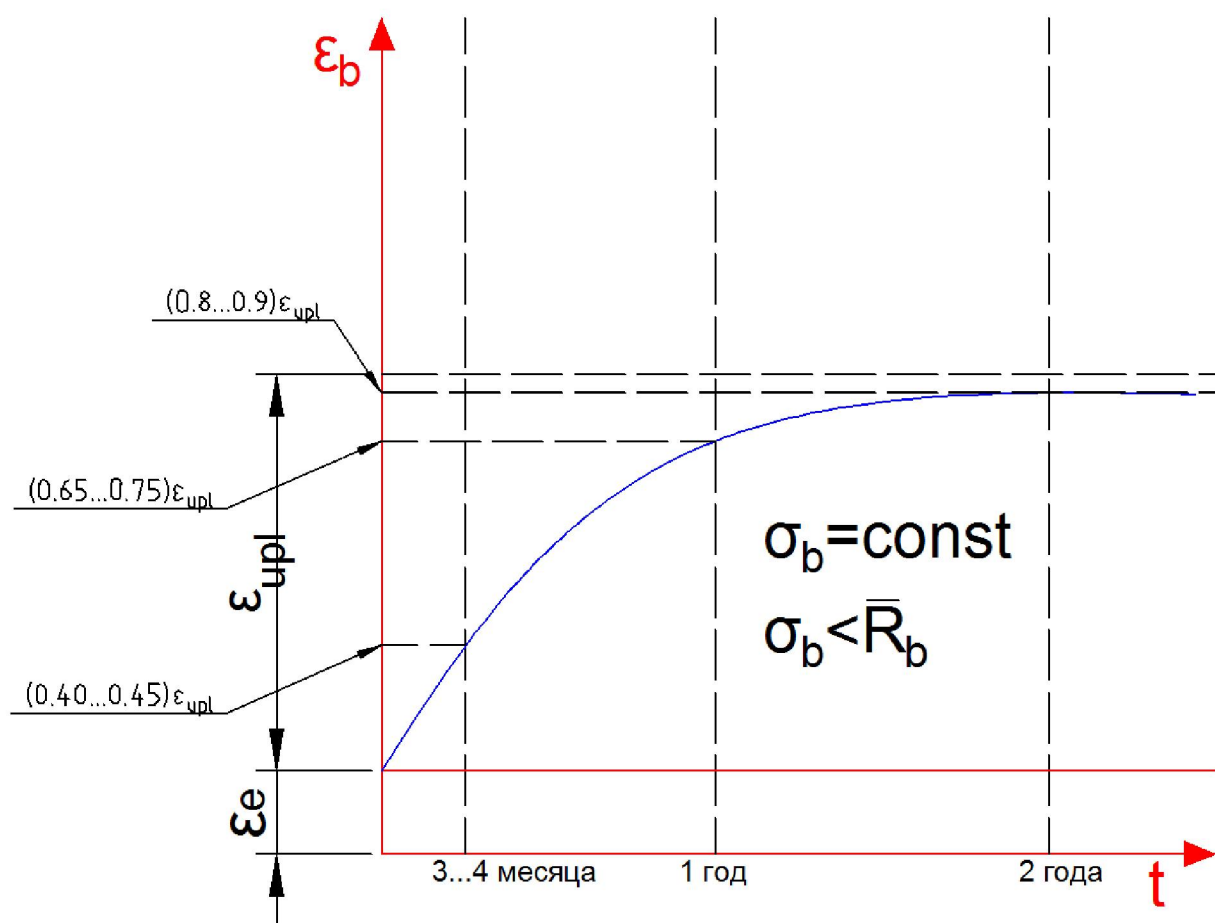


Рис. 18. Неупругие деформации в бетоне в зависимости от длительности действия нагрузки



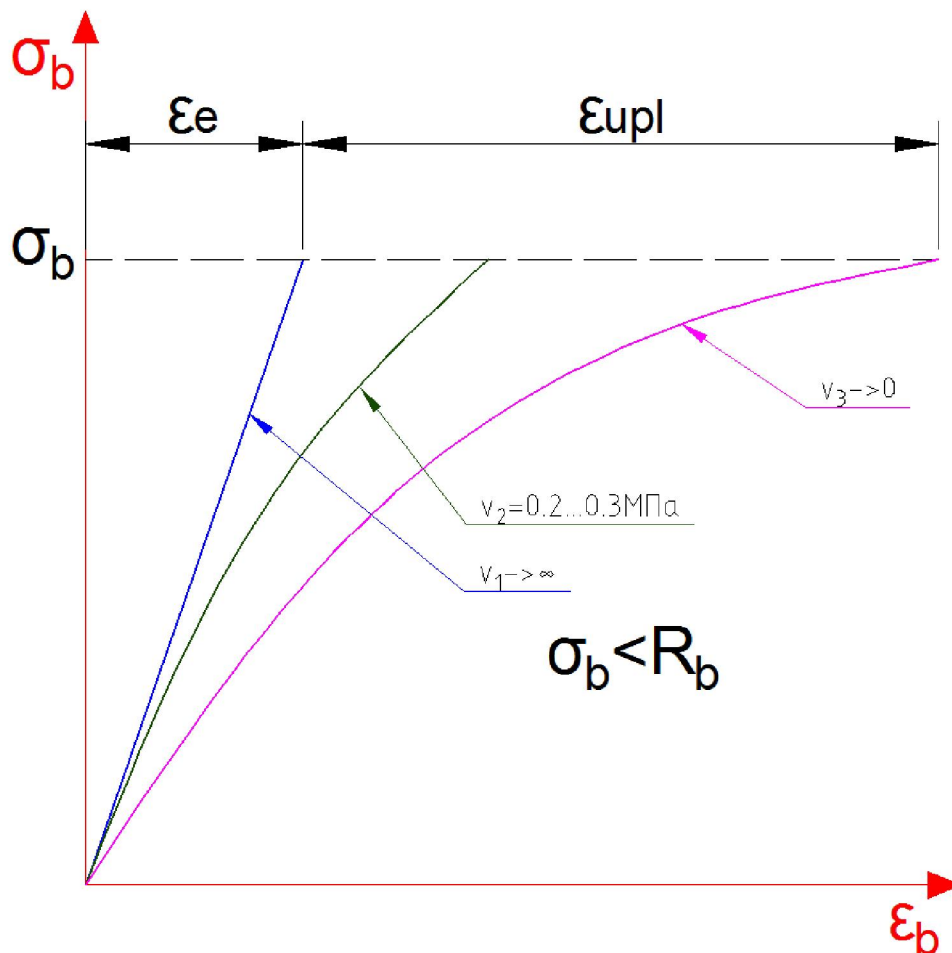


Рис. 19. Неупругие деформации в бетоне в зависимости от скорости начального нагружения

Нараствание неупругих деформаций при длительном действии нагрузки называют **ползучестью бетона**. Деформации ползучести состоят из двух частей: **пластической**, протекающей почти одновременно с упругой, и **вязкой**, для развития которой требуется определённое время.

Факторы, влияющие на величину деформаций ползучести:

- I. загруженный в раннем возрасте бетон (при прочих равных условиях) обладает большей ползучестью, чем старый;
- II. ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной.
- III. с увеличением В/Ц и расхода цемента на единицу объёма бетонной смеси ползучесть возрастает;
- IV. с повышением прочности зёрен заполнителя ползучесть уменьшается;
- V. с повышением класса бетона ползучесть уменьшается;
- VI. бетоны на пористых заполнителях обладают несколько большей ползучестью, чем тяжёлые бетоны;

- VII. ползучесть зависит от вида цемента: наибольшей ползучестью обладают бетоны, приготовленные на шлакопортландцементе или портландцементе;
- VIII. ползучесть тем меньше (при прочих равных условиях), чем больше размеры поперечного сечения бетонного элемента;
- IX. пропаривание бетона снижает его ползучесть на 10...20%, а автоклавная обработка — на 50...80%;
- X. наличие арматуры в бетоне уменьшает ползучесть в 1,5 – 2 раза.

Ползучесть бетона оказывает существенное влияние на работу железобетонных конструкций под нагрузкой, что учитывают, например, при расчете внецентренно сжатых элементов, при оценке деформативности конструкций и при определении внутренних усилий в статически неопределимых конструкциях.

Отрицательное влияние ползучести на работу железобетонных конструкций под нагрузкой:

- I. рост прогибов с течением времени;
- II. снижение величины начального предварительного напряжения арматуры в преднапряжённых конструкциях.

Положительное влияние ползучести на работу железобетонных конструкций под нагрузкой:

- I. перераспределение напряжений с бетона на арматуру – бетон разгружается, а арматура - догружается;
- II. перераспределение усилий между отдельными сечениями в статически неопределимых конструкциях. [2]

см. так же [1], [27]

### 3.2.3 Деформации бетона при многократно повторяющемся действии нагрузки

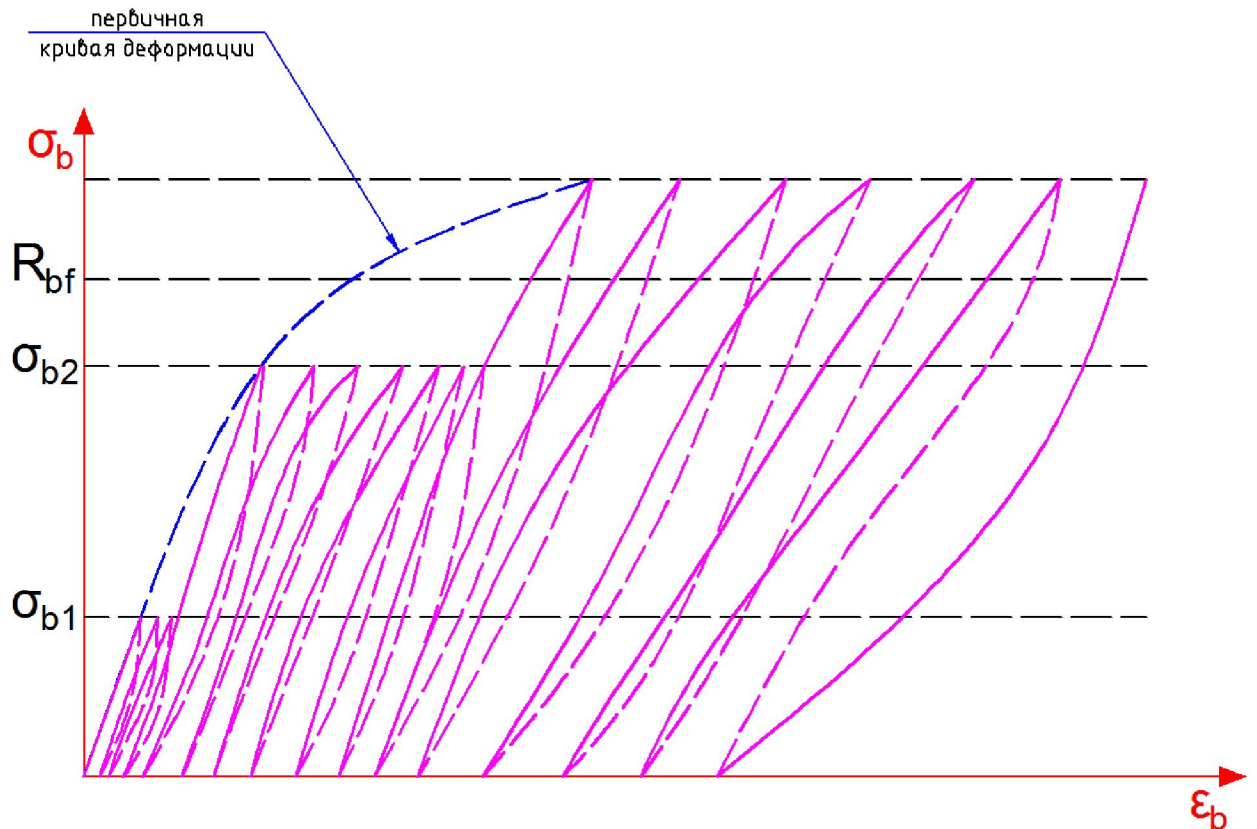


Рис. 20. Диаграмма  $\sigma - \epsilon$  при многократно повторяющихся нагрузках

Многократное повторение циклов нагрузки и разгрузки бетонного образца приводит к постепенному накоплению неупругих деформаций. Линии нагрузки и разгрузки образуют петлю гистерезиса, площадь которой характеризует энергию, затраченную за один цикл на преодоление внутреннего трения.

При напряжениях, не превышающих предел выносливости  $\sigma_{b1} \leq R_{bf}$ , после достаточно большого числа циклов неупругие деформации бетона, соответствующие данному уровню напряжений, постепенно исчерпываются и бетон начинает работать упруго (рис. 20).

При высоких напряжениях  $\sigma_{b2} > R_{bf}$  после некоторого числа циклов кривая достигает прямолинейного вида, а затем начинает искривляться снова, но уже в обратном направлении, т.е. вогнутостью в сторону оси напряжений. Искривление начинается с верхней части прямой (т.е. вблизи наивысшего напряжения) и появляется точка перегиба. При продолжающемся повторении приложения нагрузки точка перегиба опускается всё ниже по кривой, пока не исчезнет. Тогда вся кривая оказывается вогнутой в сторону оси напряжений. При этом остаточные деформации после каждой разгрузки неограниченно

растут, а кривая всё больше наклоняется к горизонтальной оси. Петля гистерезиса всё больше увеличивается и, наконец, образец хрупко разрушается.

Физические явления, происходящие в бетоне при повторных нагружениях, близки к явлениям, происходящим при действии очень длительных нагрузок, т.е. длительное нагружение можно рассматривать как многократно повторяющееся с  $\rho_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}} = 1$ .

При вибрационных нагрузках с большим числом повторений в минуту (200...600) наблюдается ускоренное развитие ползучести бетона, называемое **виброползучестью** или **динамической ползучестью** бетона. [2]

### 3.3 Усадка и набухание бетона

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде (**усадка бетона**) и увеличиваться в объеме при твердении в воде или при увлажнении (**набухание бетона**). Бетоны, приготовленные на специальном цементе (расширяющемся или безусадочном), не дают усадки.

Факторы, влияющие на усадку бетона:

- I. количество цемента – «жирный» бетон имеет большую усадку;
- II. вид цемента – высокоактивные и глинозёмистые цементы дают большую усадку;
- III. количество воды – чем больше В/Ц, тем больше усадка;
- IV. крупность заполнителя и его вид – при мелкозернистых песках и пористом щебне усадка больше;
- V. прочность заполнителя – чем выше его модуль упругости, тем меньше усадка;
- VI. влажность окружающей среды – чем суше воздух, тем больше усадка;
- VII. наличие добавок и ускорителей твердения обычно повышают усадку;
- VIII. наличие арматуры – примерно в 2 раза уменьшает усадку.

Усадка идёт неравномерно по объёму бетона, что приводит к возникновению в нём растягивающих напряжений и появлению вследствие этого усадочных трещин. Поэтому усадка – вредное явление.

Меры для борьбы с усадкой:

- I. технологические (подбор оптимального состава бетона),



- II. производственные (выдержка бетона во влажных условиях в течение 2-х недель)
- III. конструктивные (устройство усадочных швов). [2]

## Лекция 4. Физико-механические свойства бетона: Модуль деформации бетона при сжатии и растяжении. Бетоны применяемые для несущих и ограждающих конструкций

### 4.1 Модуль деформаций бетона

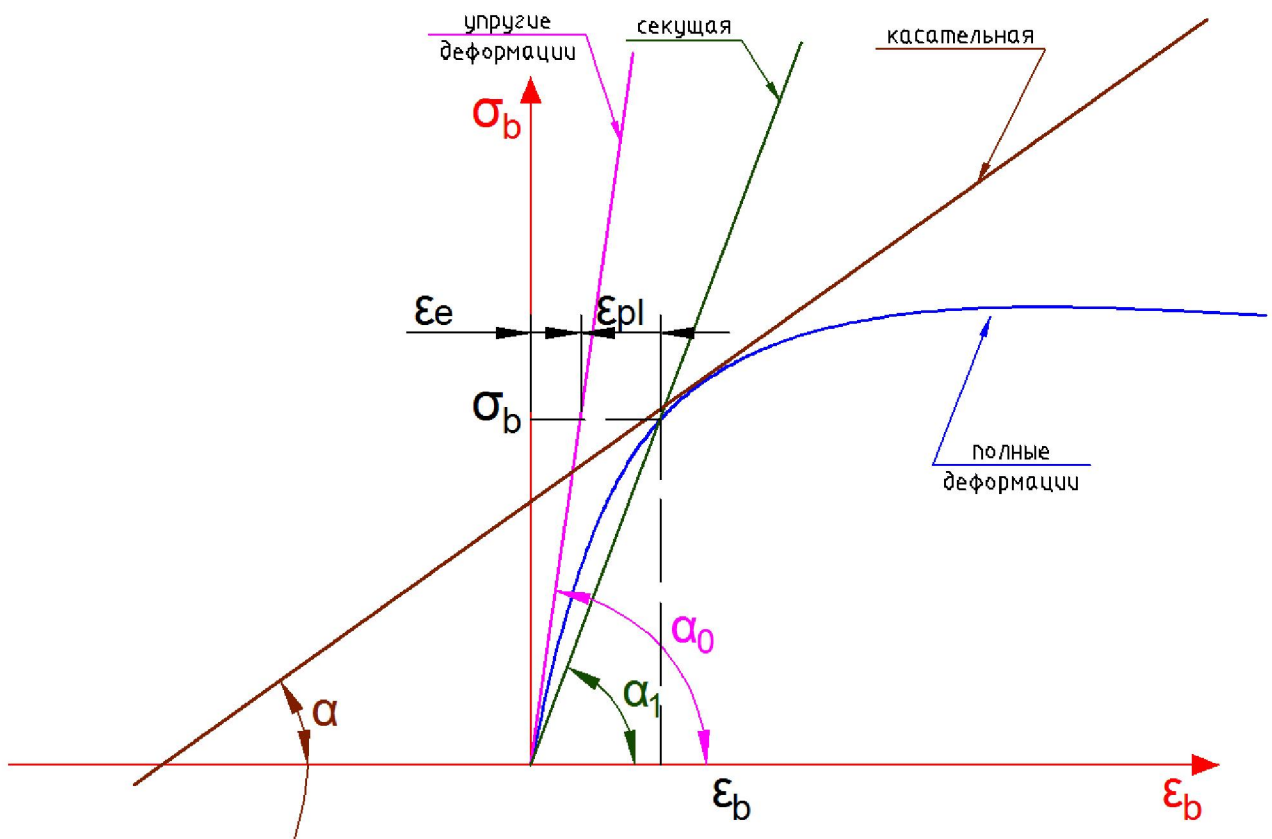


Рис. 21. Схема для определения модуля деформации бетона

Бетон — упругопластический материал, поэтому различают три модуля деформации бетона. [2]

#### 4.1.1 Начальный модуль деформации бетона при сжатии

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\epsilon_e} = \rho \cdot \operatorname{tg} \alpha_0 = \operatorname{const}$$

Здесь  $\rho = 1 \text{ МПа}$  — масштабно-размерный коэффициент.

Соответствует упругим деформациям. Возникает при мгновенном нагружении при  $\sigma_b \leq 0.2 R_b$ . При известной кубиковой прочности можно

определить по эмпирическим формулам. Например, для тяжелого бетона

$$E_b = \frac{43000 \cdot B}{21 + B}$$

При тепловой обработке его значение снижается на 10%, при автоклавной на 25%. [2]

#### 4.1.2 Действительный модуль деформаций бетона при сжатии

$$E_b^{real} = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \rho \cdot tg\alpha \neq const$$

Соответствует полным деформациям включая деформации ползучести, переменный. [2]

#### 4.1.3 Средний модуль упругопластичности бетона

Используется для расчетов т.к. неизвестно аналитическое выражение действительного модуля деформаций бетона. [2]

$$E'_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b} = \rho \cdot tg\alpha_1 \neq const$$

#### 4.1.4 Зависимости между модулями деформаций бетона

$$\sigma_b = \varepsilon_e \cdot E_b = \varepsilon_b \cdot E'_b \rightarrow$$

$$E'_b = v \cdot E_b$$

где  $v = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b}$  - коэффициент упругости бетона

Начальный модуль упругости бетона при растяжении  $E_{bt}$  принимается равным  $E_b$ , а

$$E'_{bt} = v_t \cdot E_b$$

$v_t = 0.15$  – коэффициент упругости бетона при растяжении в момент предшествующий разрушению.

Модуль сдвига  $G = \frac{E_b}{2 \cdot (1 + \mu)} = 0.42 \cdot E_b$  (при начальном коэффициенте поперечной деформации  $\mu = 0.2$ ). [2]

## 4.2 Бетоны применяемые для несущих и ограждающих конструкций

По назначению (области применения) бетоны бывают:

- I. конструкционные – тяжелый бетон  $\rho = 2200 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$ , мелкозернистый бетон  $\rho > 1800 \text{ кг/м}^3$ , легкий, ячеистый, напрягаемый бетон.
- II. Специальные (теплоизоляционные, жаростойкие, химически стойкие, радиационно-защитные, декоративные бетоны).

Стойкость к воздействиям окружающей среды в значительной степени зависит от вида вяжущего вещества, использованного для изготовления бетонной конструкции

Для **несущих конструкций** используют конструкционные бетоны, главные требования к ним (прочность, упругость и т.д.).

Для **ограждающих конструкций** используют конструкционные и специальные бетоны.

Для **конструкций, эксплуатируемых в особых условиях** используют специальные бетоны. [2]

**Лекция 5. Физико-механические свойства арматуры: Назначение и классификация арматуры. Механические свойства арматурных сталей. Классы сталей. Техно-экономические рекомендации по применению арматуры в различных конструкциях. Арматурные сварные и проволочные изделия. Соединения арматуры.**

## **5.1 Назначение и классификация арматуры**

### **5.1.1 Назначение арматуры**

Арматура это отдельные стержни или арматурные изделия, которые располагают в массе бетона в соответствии со статической схемой работы конструкции.

Арматуру в железобетонных конструкциях используют преимущественно для восприятия растягивающих усилий и для усиления сжатого бетона, например, в колоннах.

Необходимое количество арматуры определяют расчётом конструкции на нагрузки и воздействия.

Требования к арматуре в железобетонных конструкциях:

- I. надёжная работа под нагрузкой совместно с бетоном (за счёт сцепления) на всех стадиях службы конструкции;
- II. полное использование своих прочностных свойств при исчерпании конструкцией несущей способности.

Примеры размещения арматуры в различных типах конструкций показано на рисунках.

В растянутых элементах размещение растянутой арматуры зависит от очертания эпюры моментов. [2]

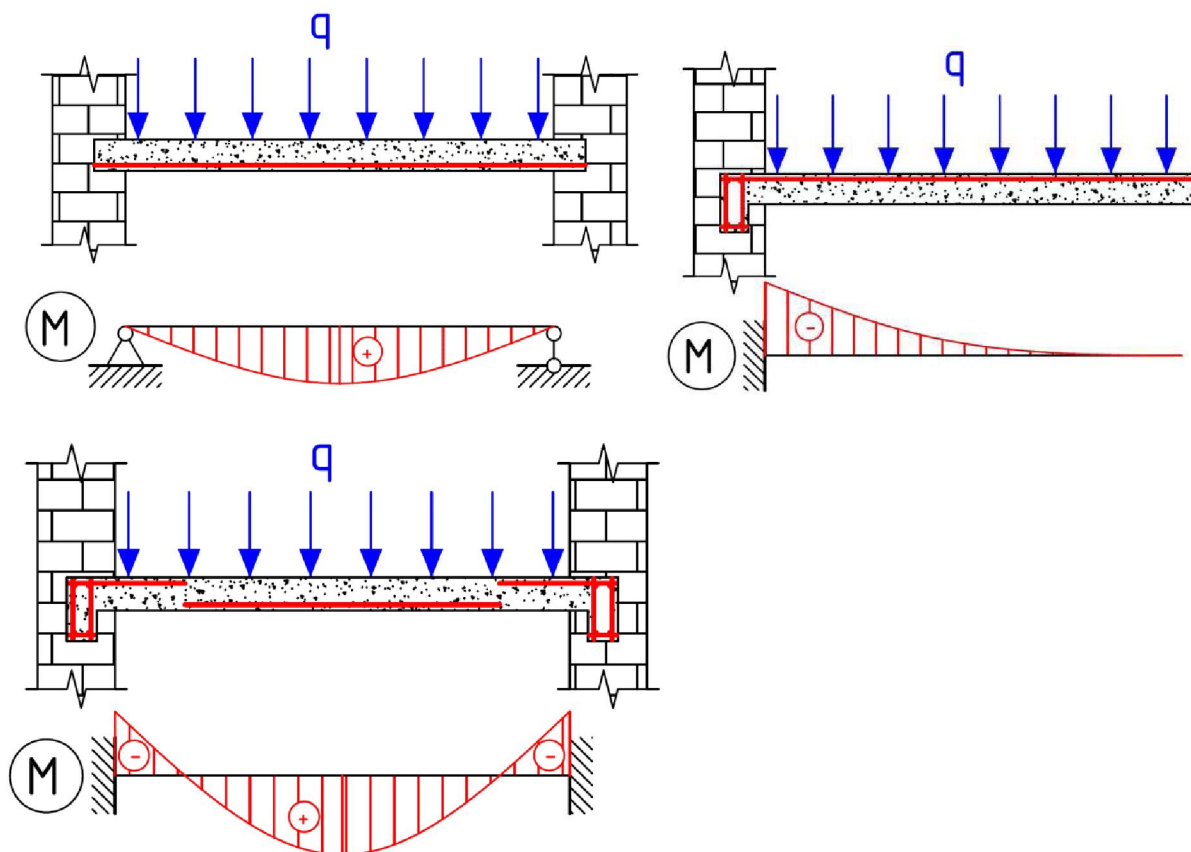


Рис. 22. Размещение растянутой арматуры в изгибаемых элементах [1]



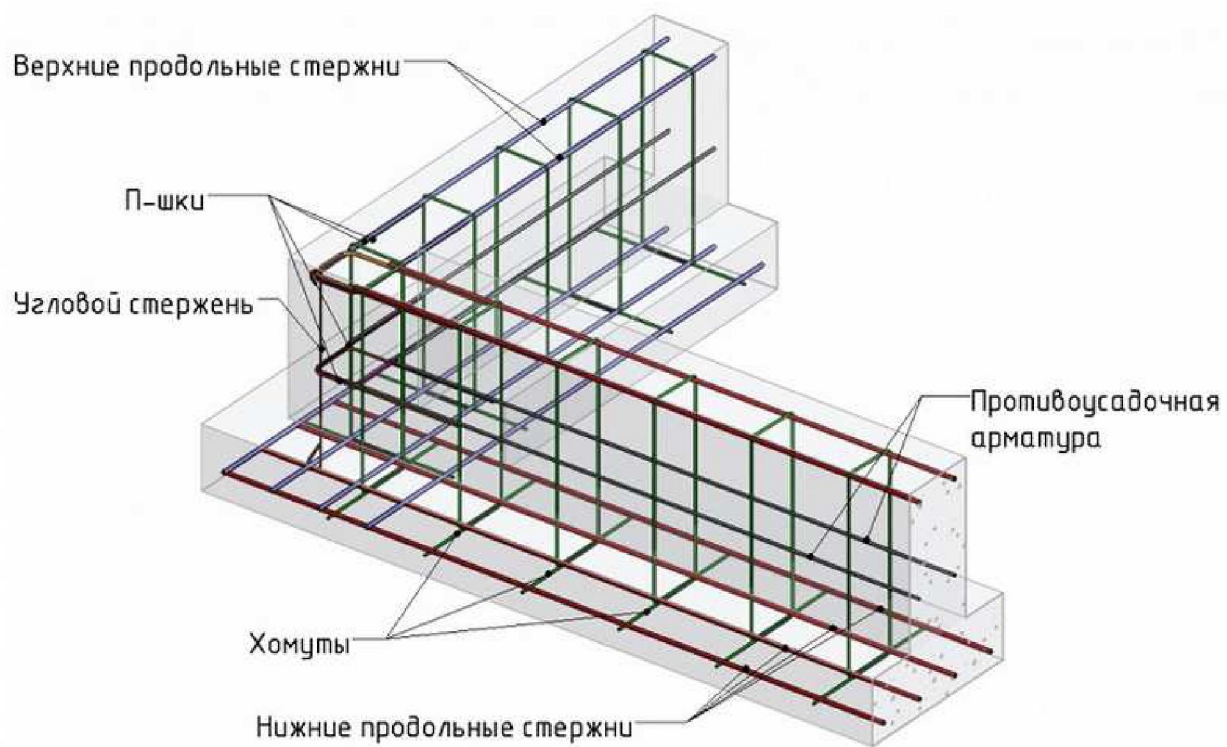


Рис. 23. Армирование фундамента [19],[18]

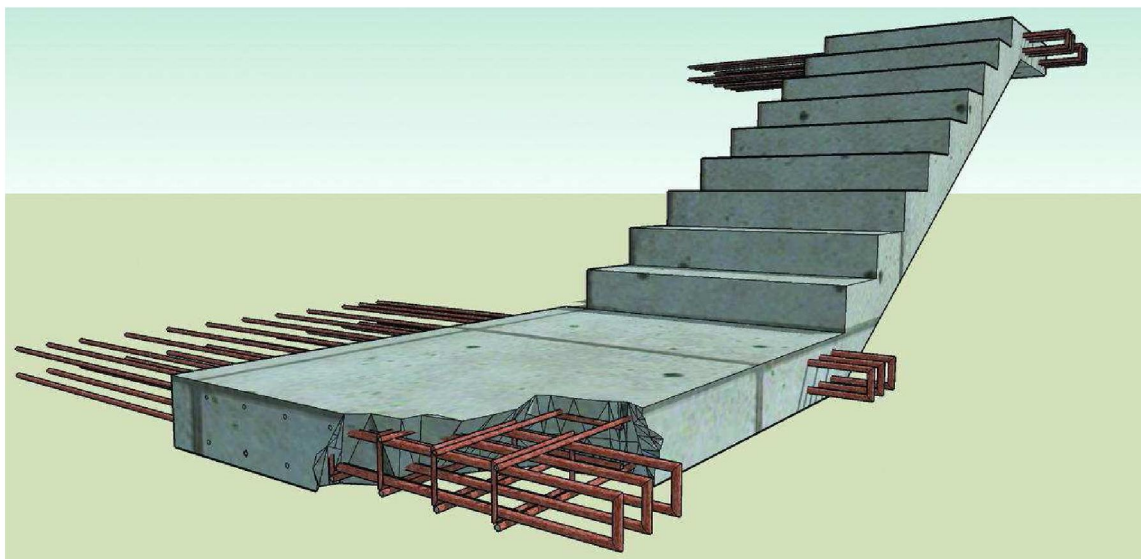


Рис. 24. Армирование лестничной площадки [20]



Рис. 25. Армирование колонны [21]

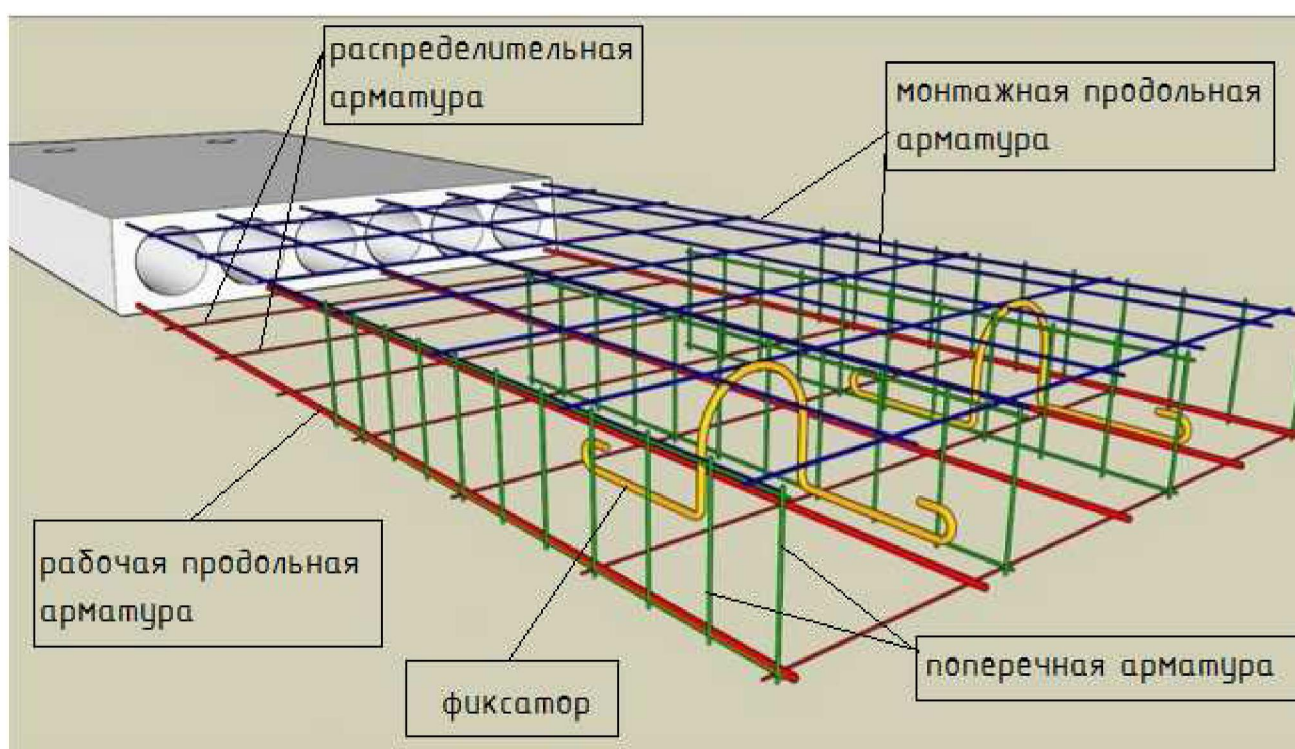











Рис. 26. Армирование плиты перекрытия [23]



### 5.1.2 классификация арматуры

Технология изготовления	 <p>горячекатанная</p>
	 <p>термически упрочненная</p>
	 <p>Механически упрочненная в холодном состоянии (холоднодеформированная)</p>
	 <p>арматурные канаты</p>
	 <p>композитная (неметаллическая)</p>

Профиль наружной поверхности	<div data-bbox="509 203 1372 589">  <p>периодического профиля</p> </div> <div data-bbox="703 618 1179 898">  <p>гладкая</p> </div>
Внешний вид	<div data-bbox="577 934 1303 1379">  <p>жесткая</p> </div> <div data-bbox="376 1411 1530 1684">  <p>гибкая</p> </div>

**По способу применения:**

- I. ненапрягаемая;
- II. предварительно напрягаемая

**По способности нести нагрузку до отвердения бетона:**

- I. не несущая нагрузку (гибкая арматура);
- II. несущая нагрузку (жёсткая арматура).



По функциональному назначению (см. рис. 25, 26):

- I. **рабочая** продольная, устанавливается всегда по расчёту для восприятия, в основном, растягивающих усилий в сечениях. Поэтому её располагают в растянутых зонах вдоль линии действия этих усилий, т.е. перпендикулярно к возможному направлению трещин. Когда сечение сжатой зоны бетона недостаточно для сжимающих усилий её устанавливают в сжатом бетоне;
- II. **поперечная**, устанавливается по расчёту или конструктивно (без расчёта) по требованиям норм в изгибаемых элементах для восприятия поперечных сил в наклонных сечениях, в сжатых элементах для обеспечения устойчивости продольной арматуры;
- III. **монтажная** - для объединения отдельных стержней в арматурные изделия и обеспечения проектного положения рабочей арматуры в конструкции;
- IV. **распределительная** - для более равномерного распределения усилия между отдельными стержнями рабочей арматуры, особенно при действии сосредоточенных нагрузок;
- V. **конструктивная** - для восприятия обычно не учитываемых расчётом усилий от усадки бетона, изменения температуры конструкции и т. п. Она может также выполнять роль рабочей при транспортировании и монтаже конструкции. [2]

## 5.2 Механические свойства арматурных сталей

### 5.2.1 Прочность

Арматурные стали условно делят на "мягкие" и "твёрдые".

Диаграмма растяжения Малоуглеродистой (мягкой) стали Ст3 имеет площадку текучести и соответственно физический предел текучести  $\sigma_y$  - напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки. Во избежание чрезмерных деформаций в конструкциях горячекатаная арматура может быть использована в них до напряжений  $\sigma_s < \sigma_y$ . Значит, основной характеристикой прочности для "мягких" сталей является физический предел текучести  $\sigma_y$ .

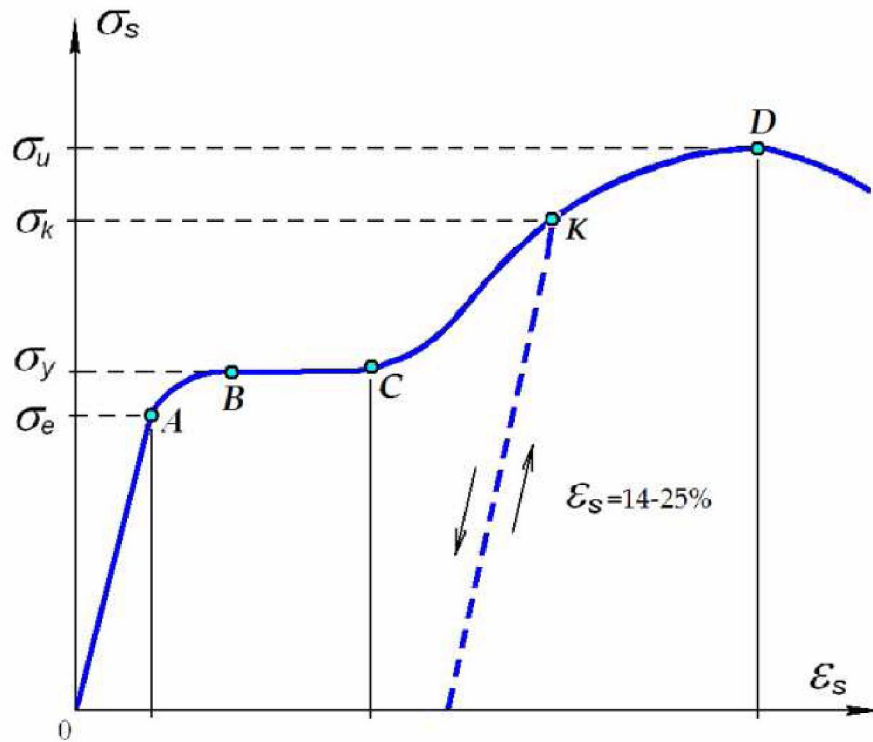


Рис. 27. Диаграмма растяжения малоуглеродистой стали [2]

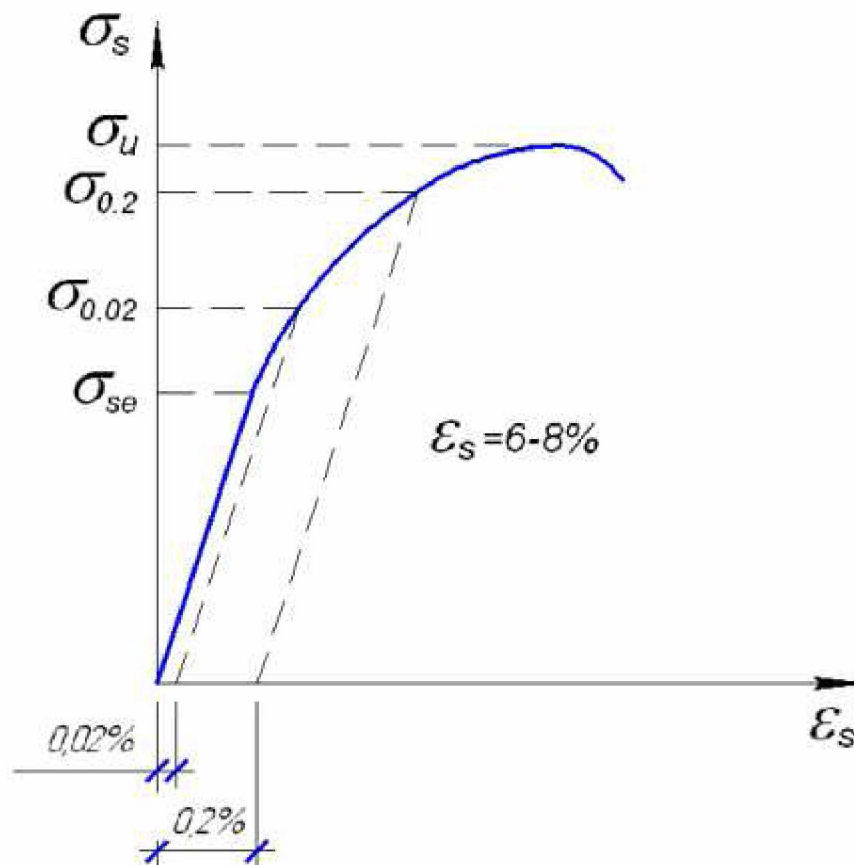


Рис. 28. Диаграмма растяжения термически упрочненной стали [2]

Термически упрочнённая сталь переходит в пластическую стадию работы постепенно и не имеет площадки текучести на диаграмме растяжения. Для таких сталей устанавливают условный предел

текучести  $\sigma_{0,2}$  - напряжение, при котором остаточные деформации равны 0,2% и условный предел упругости  $\sigma_{0,02}$  - напряжение, при котором остаточные деформации равны 0,02%.

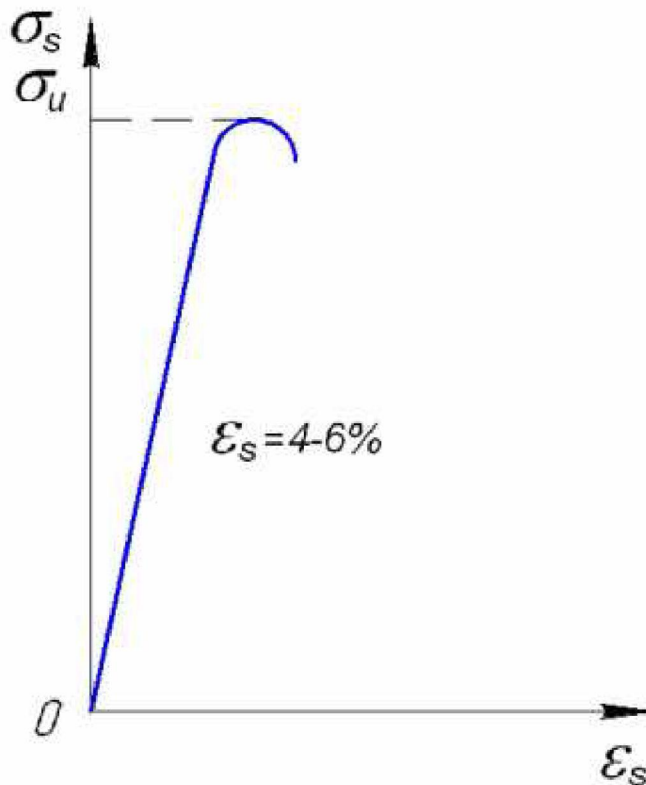


Рис. 29. Диаграмма растяжения холоднодеформированной [2]

Основная характеристикой прочности для "твёрдых" сталей - временное сопротивление  $\sigma_u$  - напряжение, непосредственно предшествующее разрыву образца. [2]

### 5.2.2 Пластичность

Пластичность арматурной стали характеризуют её относительным удлинением при испытании на разрыв образцов длиной  $l$ , равной пяти диаметрам стержня, или 100 мм, а также оценивается испытанием на загиб в холодном состоянии вокруг оправки толщиной 3-5 диаметров стержня. [2]

### 5.3.3 Свариваемость

Это свойство стали давать доброкачественные соединения при сварке, которое характеризуется отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Это важно при изготовлении сварных арматурных изделий, стыков арматуры, при сварке закладных деталей и т.п.

Свариваемость сталей зависит от их химического состава, физико-механических свойств и термообработки перед сваркой. Отрицательно влияет на качество сварного шва углерод. [2]

#### **5.3.4 Хладноломкость**

Это повышение хрупкости стали под нагрузкой при отрицательных температурах ниже  $-30^{\circ}\text{C}$ . Такой склонностью обладает горячекатаная арматура изготовленная из полуспокойной мартеновской и конвертерной стали. [2]


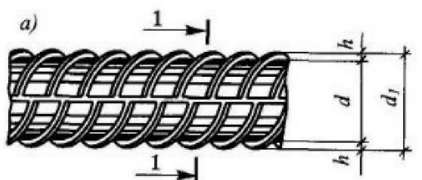
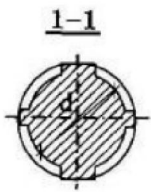
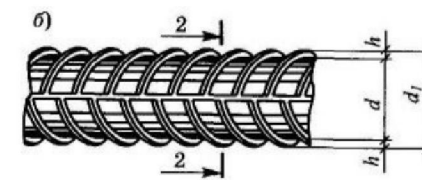
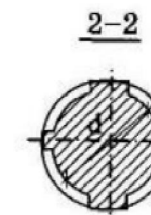

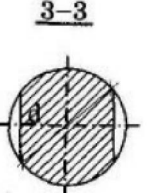
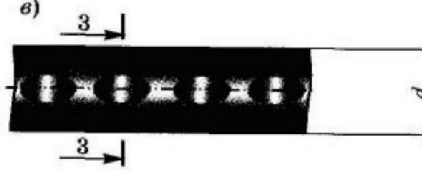
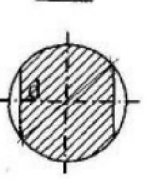
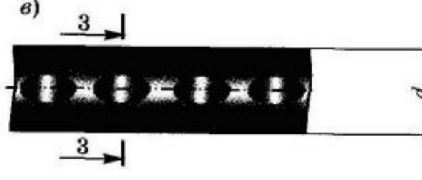
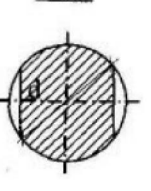
#### **5.3.5 Релаксация**

Это снижение напряжения в арматуре при неизменной длине элемента – отсутствии деформаций. Она наиболее интенсивно протекает в первые часы растяжения арматуры. Значительной релаксацией обладают высоколегированная и упрочнённая термически или вытяжкой арматура. Релаксация горячекатаных малоуглеродистых и низколегированных сталей незначительна. [2]

#### **5.3.6 Выносливость**

От действия многократно повторяющейся нагрузки возможно усталостное разрушение арматуры при сопротивлении растяжению меньшем предела текучести или предела прочности при однократном кратковременном нагружении. Усталостное разрушение происходит внезапно и носит хрупкий характер т.е. происходит без образования площадки текучести. Шейка в месте разрыва арматурного стержня не образуется. [2]

### 5.3 Классы арматурных сталей

Обозначение	класс	Диаметр, мм	вид
А горячекатаная и термически упрочненная арматура	<b>A240 (A-I)</b> – стержневая гладкая арматура	6 ÷ 10	
	<b>A300 (A-II)</b> – стержневая арматура периодического профиля типа "винт" диаметром (отсутствует в новом СП)	10 ÷ 80	 
	<b>A400 (A-III)</b> - стержневая арматура периодического профиля типа "ёлочка"	10 ÷ 80	 
	<b>A500, A540 (A-IIIB), A600 (A-IV), A800 (A-V), A1000 (A-VI), A1200 (A-VII), A1500</b> - стержневая арматура периодического профиля	10 ÷ 40	 
В холоднодеформированная проволочная арматура	<b>B500 (BpI)</b> – холоднодеформированная рифленая проволока	3 ÷ 12	 
	<b>Bp1200, Bp1300, Bp1400, Bp1500 (Bp-II)</b> - холоднодеформированная рифленая проволока	3 ÷ 8	 



Обозначение	класс	Диаметр, мм	вид
К арматурные канаты	<b>К1400 (К 7)</b> – канаты свитые из 7-ми гладких холоднодеформированных проволок	15	
	<b>К1500 (К 7)</b> – канаты свитые из 7-ми гладких холоднодеформированных проволок	6, 9, 12	
	<b>К1500 (К19)</b> – канаты свитые из 19-ти гладких холоднодеформированных проволок	14	

Сортамент арматуры – перечень типоразмеров каждого вида арматурных стержней выпускаемых в настоящее время металлургической промышленностью [2].

#### 5.4 Технико-экономические рекомендации по применению арматуры в различных конструкциях

В обычных конструкциях в качестве рабочей продольной арматуры следует применять арматуру классов А400, А300, В500, А500, поперечной - арматуру классов А400, В500, А240, монтажной, распределительной – А240, В500. Для предварительно напряжённых конструкций применяют высокопрочную арматуру: стержневую классов А540, А600 - А1500, проволочную классов Вр1200 – Вр1500, канаты классов К1400 – К1500.

При проектировании железобетонных конструкций используют сортамент арматуры. [2]

#### 5.5 Арматурные сварные и проволочные изделия

Арматурные изделия соединяют с помощью сварки и с помощью вязальной проволоки. Сварные арматурные изделия (сетки и каркасы) применяют для снижения трудоемкости армирования.

Сварные каркасы изготовляют плоскими и пространственными. Их применяют для армирования линейных элементов (балок, ригелей, колонн и т.п.).

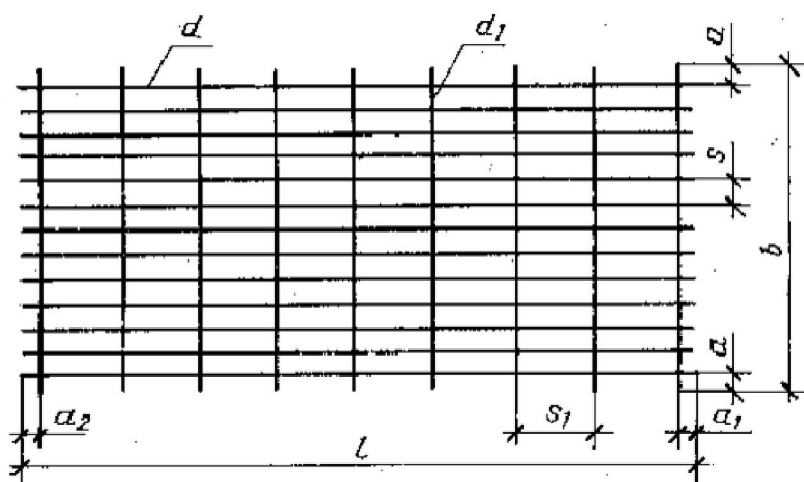
Для арматурных сеток существует ГОСТ 23279-2012 Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия [25]. Согласно этому ГОСТу сетки подразделяют:

по диаметрам стержней (**тяжелые** имеют в одном направлении стержни диаметром 12 мм и более; **легкие** – продольные и поперечные стержни диаметром 3 ÷ 10 мм)

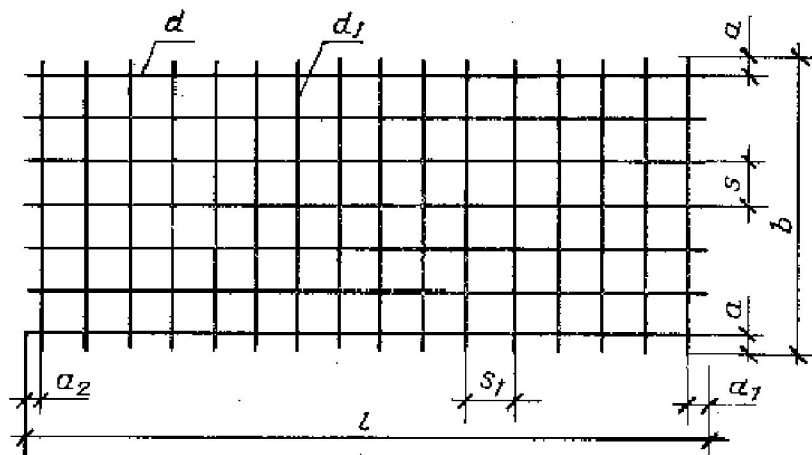
по расположению рабочей арматуры (бывают **с рабочей арматурой в одном из направлений** (продольном или поперечном) и распределительной арматурой в другом направлении и **с рабочей арматурой в обоих направлениях**) [2]

#### 5.5.1 Типы тяжелых сеток:

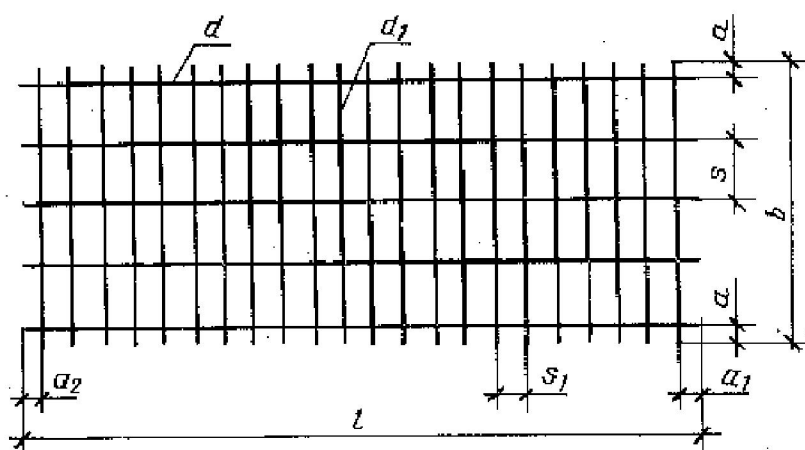
Тип 1



Тип 2

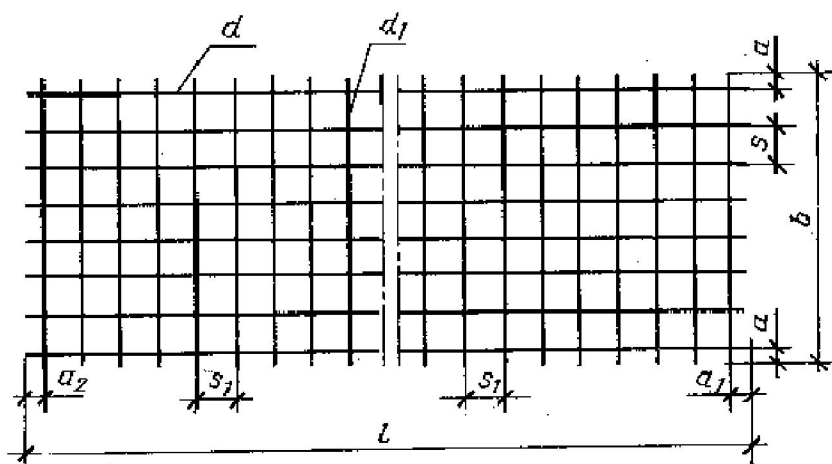


Тип 3

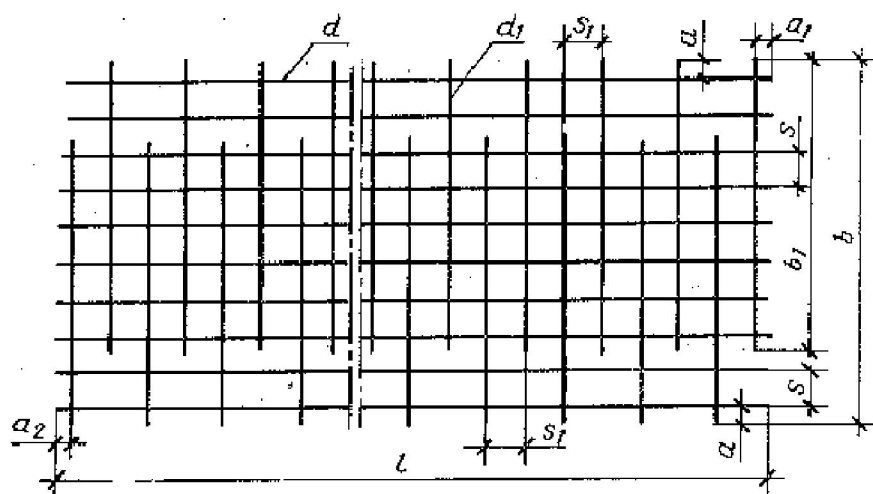


### 5.5.2 Типы легких сеток

Тип 4



Тип 5



### 5.5.3 Обозначение сеток

Сетки изготавливают плоскими рулонами



Рис. 30. Сварные сетки [53], [54]

Обозначают сетки марками такой структуры:

$$xC \frac{d}{d_1} b \times l$$

Пример 1:  $1C \frac{10A500C}{25A500C} 205 \times 665$  - тяжелая сетка типа 1 с продольными стержнями класса A500C диаметром 10 мм с шагом 200 мм и с поперечными стержнями класса A500C диаметром 25 мм с шагом 600 мм шириной 2050 мм и длиной 6650 мм с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм. Здесь не указывается стандартный шаг стержней см таблицу 1 в ГОСТ.

Пример 2:  $4Cr \frac{5B500C-200(100)}{5B500C-150} 234 \times 1200 \frac{125+175}{20}$  – рулонная сетка типа 4 с продольными и поперечными стержнями из арматурной стали класса B500C диаметром 5 мм с основным шагом продольных стержней 200 мм и доборным 100 мм, с шагом поперечных стержней 150 мм, шириной 2340 мм и длиной 120000 мм, с выпусками продольных стержней 125 и 175 мм, с выпусками стержней 20 мм.

## **Лекция 6. Основные свойства железобетона: Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры в бетоне. Защитный слой бетона.**

### **6.1 Основные свойства железобетона**

Введение в бетон стальной арматуры заметно меняет его физико-механические свойства. Бетон и арматура оказывают положительное влияние друг на друга. Так, например, вследствие сцепления арматуры с бетоном усадка и ползучесть в железобетоне протекают несколько иначе, чем в неармированном бетоне.



Напряженное состояние железобетонных конструкций обуславливается, во-первых, действием внешней нагрузки и, во-вторых, процессом перераспределения внутренних усилий, вызванным тем, что при совместной работе двух материалов арматура становится внутренней связью, препятствующей свободному проявлению усадки и ползучести бетона.

Механические свойства железобетона зависят от соответствующих свойств бетона и арматуры, но не всегда совпадают с ними.

### 6.1.1 Процент армирования

**коэффициент армирования железобетона  $\mu$** - отношение площади сечения арматуры к рабочей площади сечения бетона, выраженное в процентах. Влияет на характер разрушения и несущую способность элемента.

Для внецентренно растянутых элементов 0,1%

Согласно СП 63.13330.2012 п. 10.3.6 коэффициент армирования продольной растянутой арматуры следует принимать не менее чем:

0,1% - в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости  $\frac{l_0}{i} \leq 17$  (для прямоугольных сечений  $\frac{l_0}{h} \leq 5$ )

0,25% - во внецентренно сжатых элементах при гибкости  $\frac{l_0}{i} \geq 87$  (для прямоугольных сечений  $\frac{l_0}{h} \geq 25$ )

для промежуточных значений гибкости элементов значение коэффициента армирования определяют по интерполяции.

Из экономических соображений коэффициент армирования обычно не превышает 2...3%.

### 6.2 Сцепление арматуры с бетоном

Сцепление арматуры с бетоном это непрерывная связь между бетоном и арматурой по поверхности контакта этих материалов. В нагруженных железобетонных конструкциях благодаря сцеплению не происходит скольжение арматуры в бетоне.

Прочность сцепления арматуры с бетоном оценивают сопротивлением выдергиванию или вдавливанию арматурных стержней, заделанных в бетоне. При выдергивании стержня из бетона усилия с арматуры на бетон передаются



через касательные напряжения сцепления, которые распределяются по длине стержня неравномерно.

Факторы влияющие на надежность сцепления:

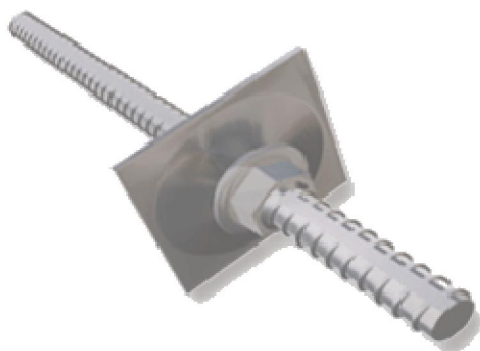
- I. Сопротивление бетона усилиям смятия и среза, обусловленным выступами и другими неровностями на поверхности арматуры, т. е. механическим зацеплением арматуры за бетон;
- II. Силы трения арматуры о бетон, которые вследствие усадки бетона развиваются на поверхности арматуры при попытке выдернуть стержень;
- III. Склеивание поверхности арматуры с бетоном, возникающего благодаря клеящей способности геля бетона.

С увеличением диаметра стержня и напряжения в нём прочность сцепления при сжатии увеличивается, а при растяжении уменьшается, поэтому для лучшего сцепления арматуры с бетоном **при проектировании железобетонных элементов диаметр растянутых стержней следует ограничивать.**

Сцепление несколько повышает растяжимость бетона, обеспечивает равномерное распределение трещин по длине элемента в случае их появления и ограничивает ширину раскрытия каждой трещины в отдельности, что повышает жесткость железобетонного элемента.

### **6.3 Анкеровка арматуры в бетоне**

Закрепление концов арматуры в бетоне — анкеровка — осуществляется выпуском арматуры за рассматриваемое сечение на длину зоны передачи усилий с арматуры на бетон (обусловленную сцеплением арматуры с бетоном), а также с помощью анкерных устройств.



Установка обоймы анкера



Анкер в плите

Рис. 31. Анкерование стержневой арматуры (пример) [55]

Рис. 32. Анкерование канатной арматуры [56]

См. так же [24], [1]

#### 6.4 Защитный слой бетона

Согласно СП 63.13330.2012 п.3.5: защитный слой бетона: Толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного стержня.

Защитный слой должен обеспечивать:

- I. совместную работу арматуры с бетоном;
- II. анкерование арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- III. сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- IV. огнестойкость и огнесохранность.

Толщину защитного слоя бетона назначают с учетом типа конструкций, роли арматуры в конструкциях (продольная рабочая, поперечная, распределительная, конструктивная арматура), условий окружающей среды и диаметра арматуры.

Минимальные значения толщины слоя бетона рабочей арматуры принимают по таблице 10.1 СП 63.13330.2012:

<i>N п.п.</i>	<i>Условия эксплуатации конструкций зданий</i>	<i>Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее</i>
1	<i>В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности</i>	20
2	<i>В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)</i>	25
3	<i>На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)</i>	30
4	<i>В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки</i>	40

#### **6.4.1 Минимальные расстояния между стержнями арматуры**

Согласно п. 10.3.5 СП 63.13330.2012:

10.3.5 Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм - при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании - для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм - то же, для верхней арматуры;

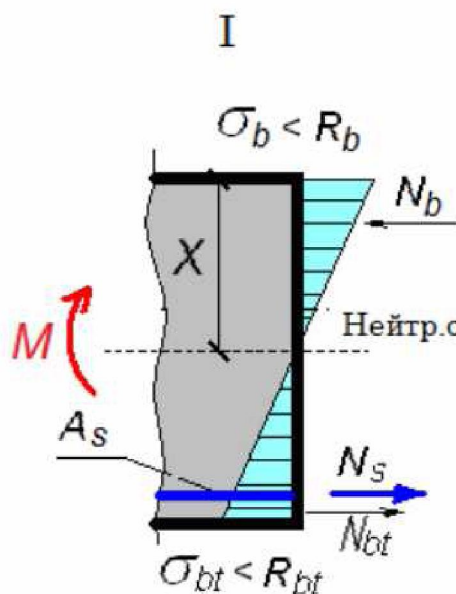
50 мм - то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами - пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным

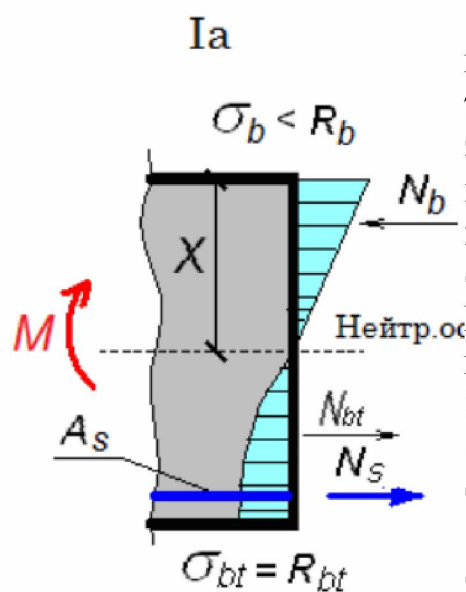
$d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{s,i}^2}$ , где  $d_{s,i}$  – диаметр одного стержня в пучке,  $n$  – число стержней в пучке.

**Лекция 7. Основы теории сопротивления железобетона:**  
**Три стадии НДС железобетонных элементов. Метод расчета ЖБК по предельным состояниям. Изгибаемые, сжатые и растянутые элементы. Конструктивные особенности. Расчет прочности нормальных сечений. Понятие о прочности наклонных сечений.**

**7.1 Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов.**



**Стадия I - стадия работы элемента до появления первых трещин в бетоне растянутой зоны.** Она соответствует небольшим нагрузкам, составляющим приблизительно 15...20% от разрушающей нагрузки. Напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер, а эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зонах треугольные.

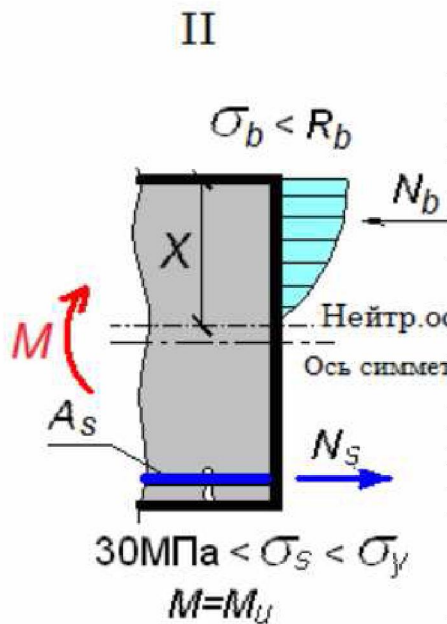


**Стадия Ia – конец стадии I –** непосредственно при образовании первых трещин. Напряжения бетона в растянутой зоне достигают предела прочности бетона на растяжение  $R_{bt}$ , и после исчерпания пластических свойств бетона происходит его разрыв, то есть образование трещин. Непосредственно перед разрывом эпюра напряжений бетона в растянутой зоне близка к прямолинейной. В сжатой зоне бетон работает упруго, эпюра напряжений близка к треугольной.

Напряжения в растянутой арматуре в стадии Ia, в соответствии с условием совместности деформаций бетона и арматуры  $\varepsilon_s = \varepsilon_{bt}$  и законом Гука, равны:



$$\begin{aligned}
 \sigma_{s,crc} &= E_s \cdot \varepsilon_{s,crc} = E_s \cdot \varepsilon_{b,ult} \\
 &= 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{(0.1 \div 0.15)}{10^3} = \\
 &= 20 \div 30 \text{ МПа}
 \end{aligned}$$



### Стадия II – стадия эксплуатации.

Это новое качественное состояние балки, которое наступает после появления трещин в бетоне растянутой зоны. В сечениях с трещинами бетон выключается из работы и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном над трещиной (расположенным ниже нейтральной оси). Между трещинами бетон работает на растяжение, сцепление арматуры с бетоном не нарушается, напряжения в арматуре уменьшаются по мере удаления от сечения с трещиной.

В сжатой зоне бетона развиваются неупругие деформации и эпюра нормальных напряжений искривляется. Высота сжатой зоны бетона в этой и следующей стадиях переменна по длине элемента: в сечениях над трещинами она меньше чем в сечениях между трещинами. Продольные деформации бетона сжатой зоны в сечении над трещиной несколько больше, чем на участке между трещинами.

Конец стадии II характеризуется началом неупругих деформаций в арматуре. К концу этой стадии напряжения в арматуре приближаются

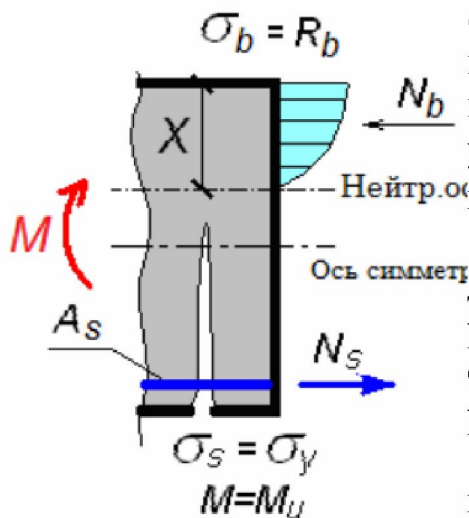
к пределу текучести. Трещины в бетоне растянутой зоны иногда могут развиваться почти до нейтральной оси.

**Стадия III - стадия разрушения.** Она характеризуется относительно коротким по времени периодом работы балки. Криволинейность эпюры напряжений бетона в сжатой зоне становится ярко выраженной и приближается по очертанию к кубической параболе или параболе более высокого порядка. Бетон растянутой зоны из работы почти полностью исключается.

Опыты свидетельствуют, что характер разрушения балки по нормальному сечению зависит от вида и количества продольной арматуры в сечении. При этом возможны два случая разрушения балки.



### III-1



### 1-й случай разрушения. При

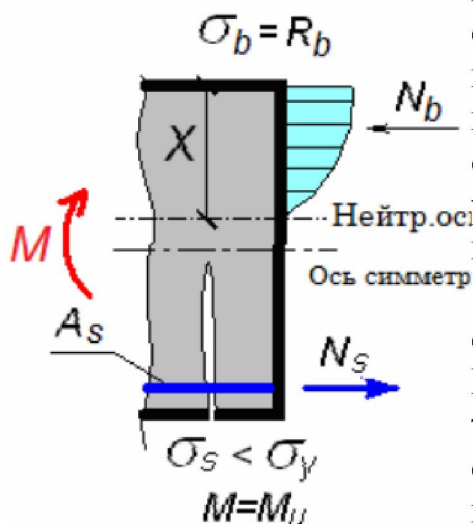
относительно невысоком содержании в сечении арматуры, разрушение балки начинается с достижения в арматуре напряжений, равных физическому или условному пределу текучести стали  $\sigma_s = \sigma_y$  или  $\sigma_s = \sigma_{0,2}$ .

Вследствие значительных деформаций арматуры происходит резкое раскрытие трещин, увеличение прогибов, сокращение высоты сжатой зоны бетона и рост напряжений в нём.

В крайнем сжатом волокне эти напряжения достигают величины временного сопротивления бетона осевому сжатию – призмочной прочности  $\sigma_b = R_b$  и после исчерпания пластических свойств бетона происходит его раздробление. Напряжения в арматуре остаются равными пределу текучести стали.

Такое разрушение носит постепенный, плавный (пластический) характер, при котором полностью используются механические свойства арматуры и бетона.

### III-2



### 2-й случай разрушения. Он имеет

место в элементах с избыточным содержанием арматуры. Разрушение таких переармированных элементов происходит внезапно (хрупко) по бетону сжатой зоны от его раздробления  $\sigma_b = R_b$ . Напряжения в растянутой арматуре в этот момент времени не достигают предела текучести  $\sigma_s < \sigma_y$ . Здесь переход из стадии II в стадию III происходит внезапно. Применять такие элементы нежелательно, так как они не экономичны. Несущая способность таких элементов практически не зависит от количества продольной арматуры, а является функцией прочности бетона, формы и размеров сечения элемента. При проектировании конструкций применение переармированных элементов не допускается.

Границу между случаями разрушения

можно определить исходя из высоты сжатой зоны бетона.

При малом количестве арматуры усилие в ней невелико  $N_s = \sigma_y \cdot A_s$ . Из условия равенства усилий в арматуре и бетоне при равновесии элемента  $N_s = N_b$ , усилие в бетоне  $N_b = R_b \cdot A_b = R_b \cdot b \cdot x$  также мало, а соответствующая ей высота сжатой зоны бетона в момент разрушения небольшая. Определённому количеству арматуры в сечении элемента соответствует определённая высота сжатой зоны бетона  $A_s \leftrightarrow N_s = N_b \leftrightarrow x$ .

При повышении содержания арматуры в сечении элемента увеличиваются усилия в арматуре и в бетоне и, соответственно, увеличивается высота сжатой зоны бетона. При некотором количестве арматуры, и соответствующей ей высоте сжатой зоны бетона, достигается максимальная прочность сжатого бетона, которая соответствует максимальному предельному моменту  $M_{ult}^{max}$ , воспринимаемому сечением элемента, т.е.  $A_{sR} \leftrightarrow N_{sR} = N_{bR} \leftrightarrow x_R \leftrightarrow M_{ult}^{max}$ .

Дальнейшее увеличение арматуры в элементе не приводит к увеличению прочности сечения, т.к. сжатый бетон не может воспринять момент больший, чем  $M_{ult}^{max}$ .

Оно приводит лишь к изменению порядка разрушения конструкции, которое теперь будет начинаться с разрушения сжатого бетона. Высоту сжатой зоны бетона  $x_R$ , при которой происходит изменение механизма разрушения с 1-го случая на 2-ой, называют граничной высотой сжатой зоны бетона или границей переармирования. Таким образом:

если  $x \leq x_R$  - имеем 1-й случай разрушения,

если  $x > x_R$  - имеем 2-й случай разрушения. [2]

## 7.2 Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

**Пригодность конструкции** - критерий пригодности конструкции. Непригодная конструкция не может представлять собой материальной ценности, даже если она сохраняет свою прочность. Этот критерий оценки предельного состояния конструкции значительно шире понятия потери несущей способности и является более гибким и разносторонним.

**Предельным состоянием** называют такое состояние конструкции (сооружения), при наступлении которого она перестаёт удовлетворять предъявляемым ей требованиям при эксплуатации или при возведении, т.е.

теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения.

Сущность метода - чёткое установление границ предельных состояний конструкции. Общая цель расчёта – гарантировать, что за весь период возведения и эксплуатации конструкции не наступит ни одно из предельных состояний конструкции в целом или её отдельных частей.

По степени опасности наступления и уровню обеспеченности нормами предусмотрено две группы предельных состояний:

**I группа предельных состояний** – по непригодности к эксплуатации (по потере несущей способности).

Цель расчёта – не допустить:

- I. любого вида разрушение конструкции (расчёты на прочность);
- II. потери устойчивости положения конструкции (расчёты на опрокидывание, скольжение);
- III. потери устойчивости формы конструкции (расчёты на общую и местную устойчивость).

**II группа предельных состояний** – по непригодности к нормальной эксплуатации.

Цель расчёта – не допустить:

- I. чрезмерных деформаций конструкции: прогибы, осадки, углы поворота, амплитуды колебаний и т.п. (расчёты по деформациям);
- II. образования или чрезмерного раскрытия трещин (расчёты по образованию и раскрытию трещин).

Данная классификация охватывает все практически возможные причины выхода конструкции из эксплуатации. В зависимости от вида и назначения конструкции определяющим может оказаться то или иное расчётное предельное состояние. Например, для напорных железобетонных труб недопустимо появление трещин, так как возможно просачивание жидкости сквозь толщу бетона; для колонн, поддерживающих подкрановые балки, и для самих балок недопустима чрезмерная деформативность, поскольку может быть нарушено движение крана.

Однако, независимо от назначения и вида конструкции или сооружения, недопустимо появление первого предельного состояния, т.е. недопустима потеря несущей способности.

Метод расчёта основывается на анализе процессов перехода конструкции в предельное состояние и введении системы расчётных коэффициентов, учитывающих изменчивость различных факторов.

Каждый фактор характеризуется изменчивостью в процессе эксплуатации конструкции, причём изменчивость каждого фактора в отдельности не зависит от остальных и является процессом случайным.

Главными факторами, способствующими переходу конструкции в предельное состояние, являются:

**1. Возможная изменчивость внешней нагрузки.** Её учитывают с помощью коэффициентов надёжности по нагрузке  $\gamma_f$ , а также коэффициентов надёжности по ответственности  $\gamma_n$

**2. Возможная изменчивость прочностных свойств материалов.** Её учитывают с помощью коэффициентов надёжности по материалам: бетону –  $\gamma_b$  и арматуре –  $\gamma_s$ .

**3. Особенности изготовления и работы материалов и конструкций.** Их учитывают с помощью коэффициентов условий работы: бетона –  $\gamma_{bi}$ , арматуры –  $\gamma_{si}$  и конструкции –  $\gamma_i$ .

Расчёты по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных её частей необходимо производить для всех стадий работы конструкции: изготовления, транспортировки, возведения и эксплуатации.[2]

## **7.3 Изгибаемые, сжатые и растянутые элементы.**

### **Конструктивные особенности**

#### **7.3.1 Изгибаемые элементы**

К изгибаемым элементам относятся балки и плиты. Они составляют значительную часть элементов зданий и сооружений (балки перекрытий и покрытий, фундаментные балки, подкрановые балки, перемычки, ригели железобетонных рам, плиты перекрытий и покрытий, конструкции переходов, мостов, галерей и т.д.).

Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, например — плоские перекрытия и покрытия, сборные и монолитные, а также сборно-монолитные.

Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными.



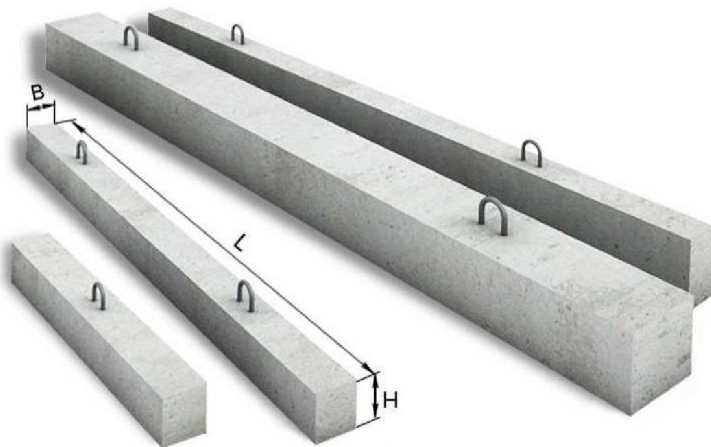


Рис. 33. Железобетонные балки прямоугольного сечения [26]



Рис. 34. Пустотная плита [57]

### 7.3.2 Сжатые железобетонные элементы

К сжатым железобетонным элементам относятся несущие колонны одноэтажных и многоэтажных зданий различного назначения, опоры-стойки секционных мостов, сжатые элементы ферм (верхние пояса, стойки, некоторые раскосы) и другие элементы конструкций. Форма их поперечного сечения с точки зрения целесообразности и экономичности чаще применяется квадратной или прямоугольной, развитой в плоскости действия момента. При значительных по величине изгибающих моментах, действующих в одном направлении, поперечное сечение принимается тавровым или двутавровым.

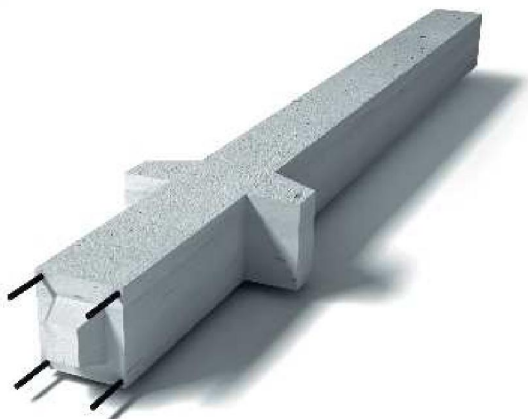


Рис. 35. Сборная железобетонная колонна [58]



Рис. 36. Ж.б. фермы [59]



*Рис. 37. Сборная железобетонная колонна крановой эстакады*

### **7.3.3 Растянутые железобетонные элементы**

В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки круглых в плане резервуаров для жидкостей и некоторые другие конструктивные элементы.

Центрально-растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством существенного повышения их сопротивления образованию трещин в бетоне.

Основные принципы конструирования железобетонных элементов, относятся также и к центрально-растянутым элементам. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без предварительного напряжения, соединяют по длине обычно на сварке, стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях.

Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) не должна иметь стыков. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично с тем, чтобы при передаче обжимающего усилия (всего целиком или постепенно, обжимая

сечение усилиями отдельных групп стержней) по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.



Рис. 38. Пожарные резервуары из железобетона [28]

## 7.4 Расчет по прочности

Согласно п.5.2.1 СП 63.13330 расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

- I. **по нормальным сечениям** (при действии изгибающих моментов и продольных сил) - по нелинейной деформационной модели. Для простых типов железобетонных конструкций (прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у верхней и нижней граней сечения) допускается выполнять расчет по предельным усилиям;
- II. **по наклонным сечениям** (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание) - по предельным усилиям.

Расчет по прочности коротких железобетонных элементов (коротких консолей и других элементов) производят на основе каркасно-стержневой модели.



Расчет по прочности бетонных и железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, что усилие от внешних нагрузок и воздействий  $F$  в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия  $F_{ult}$  которое может быть воспринято элементом в этом сечении

$$F \leq F_{ult}$$

#### **7.4.1 Общие требования к расчету по прочности нормальных сечений**

Согласно п.5.2.7-п.5.2.9 СП 63.13330 расчет железобетонных элементов по предельным усилиям следует проводить, определяя предельные усилия, которые могут быть восприняты бетоном и арматурой в нормальном сечении, исходя из следующих положений:

- I. сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- II. сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными расчетному сопротивлению бетона сжатию и равномерно распределенными по условной сжатой зоне бетона;
- III. растягивающие и сжимающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению и сжатию соответственно.

Расчет железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели производят на основе диаграмм состояния бетона и арматуры, исходя из гипотезы плоских сечений. Критерием прочности нормальных сечений является достижение предельных относительных деформаций в бетоне или арматуре.

При расчете внецентренно сжатых железобетонных элементов следует учитывать случайный эксцентриситет и влияние продольного изгиба.

#### **7.4.2 Расчет изгибаемых элементов по прочности нормальных сечений**

Согласно п.8.1.8 – п.8.1.13 СП 63.13330 расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия

$$M \leq M_{ult}$$

где  $M$  - изгибающий момент от внешней нагрузки,  $M_{ult}$  – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (см. **рис. 39**) при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  определяют по формуле:



$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \quad (1)$$

при этом высота сжатой зоны  $x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}$

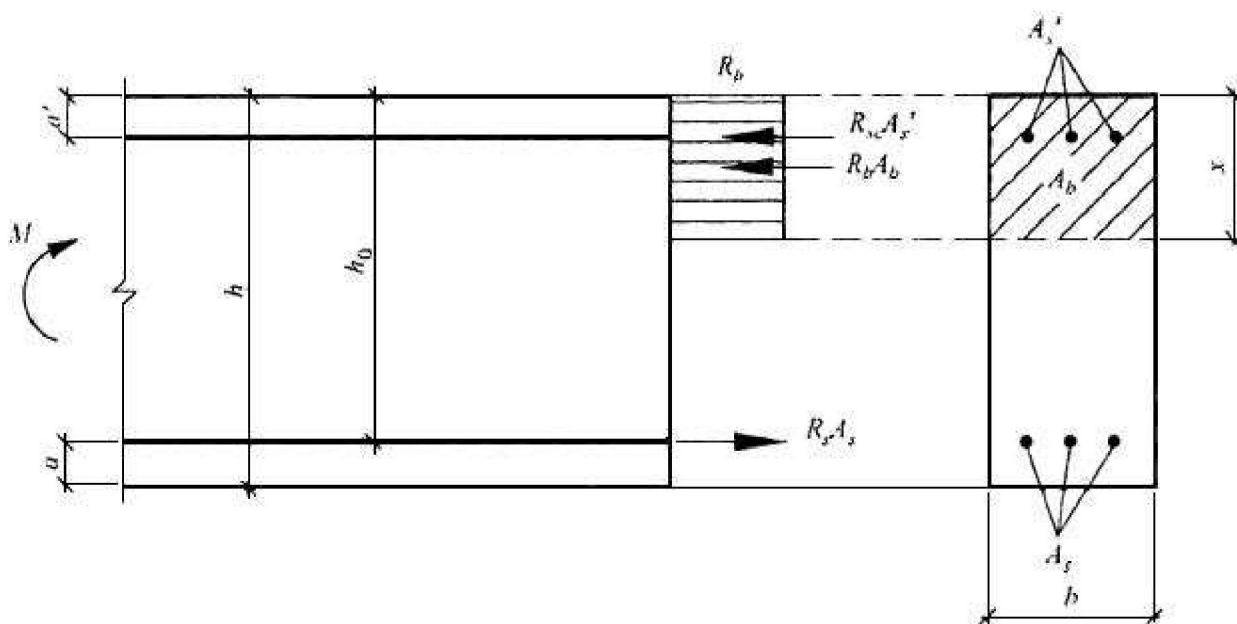


Рис. 39. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности [11]

Значение  $M_{ult}$  для изгибаемых элементов, имеющих полку в сжатой зоне (тавровые и двутавровые сечения), при  $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$  определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (**рис. 40 а**), т.е. соблюдается условие:

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f + R_{sc} \cdot A'_s \quad (*)$$

Значение  $M_{ult}$  определяют по (1) как для прямоугольного сечения шириной  $b'_f$

б) если граница проходит в ребре (**рис. 40, б**), т.е. условие (\*) не соблюдается, значение  $M_{ult}$  определяют по формуле:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \quad (2)$$

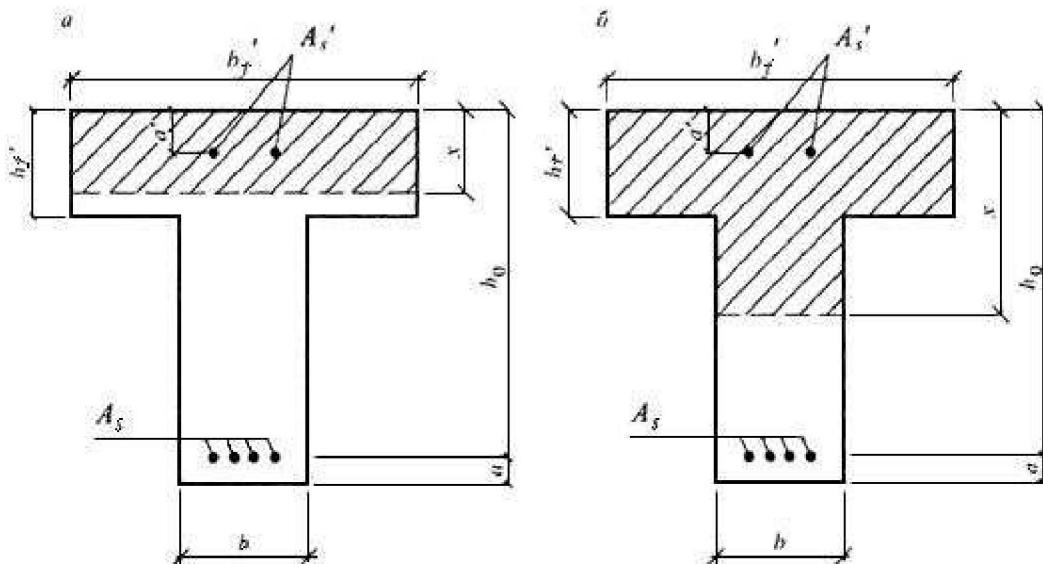


Рис. 40. Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента [11]

при этом высоту сжатой зоны бетона определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s' - R_b \cdot (b_f' - b) \cdot b_f'}{R_b \cdot b}$$

Значение  $b_f'$  вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более  $1/6$  пролета элемента и не более:

при наличии поперечных ребер или при  $h_f' \geq 0.1 \cdot h$  ширину свеса принимают равной  $\frac{1}{2}$  расстояния в свету между продольными ребрами;

при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и  $h_f' < 0.1 \cdot h$  ширину свеса принимают равной  $6 \cdot h_f'$

при консольных свесах полки:

при  $h_f' \geq 0.1 \cdot h$  ширину свеса принимают равной  $6 \cdot h_f'$

при  $0.05 \cdot h \leq h_f' < 0.1 \cdot h$  ширину свеса принимают равной  $3 \cdot h_f'$

при  $h_f' < 0.05 \cdot h$  свесы не учитывают.

При расчете по прочности изгибаемых элементов рекомендуется соблюдать условие  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ .

В случае, когда по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы площадь растянутой арматуры принята большей, чем это требуется для соблюдения условия  $x \leq \xi_R \cdot h_0$

допускается предельный изгибающий момент  $M_{ult}$  определять по формулам (1) или (2), подставляя в них значения высоты сжатой зоны  $x = \xi_R \cdot h_0$ .

При симметричном армировании, когда  $R_s \cdot A_s = R_{sc} \cdot A'_s$  значение  $M_{ult}$  определяют по формуле:

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a') \quad (3)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ( $A'_s = 0$ ) высота сжатой зоны  $x < 2 \cdot a'$  в формулу (3) подставляют вместо  $a'$  значение  $\frac{x}{2}$  [11]

## 7.5 Понятие о прочности наклонных сечений.

Согласно п.8.1.31 СП 63.13330 расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Прочность по наклонной полосе характеризуется максимальным значением поперечной силы, которое может быть воспринято наклонной полосой, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу. При этом прочность бетона определяют по сопротивлению бетона осевому сжатию с учетом влияния сложного напряженного состояния в наклонной полосе.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции  $S$  на продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции  $S$  наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции  $S$  на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый

пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции  $S$  наклонного сечения. [11]

**Лекция 8. Конструкции одноэтажных и многоэтажных гражданских и промышленных зданий. Общие сведения о конструктивных схемах каркасных и бескаркасных зданий. Обеспечение пространственной жесткости. Конструкции одноэтажных промышленных зданий. Конструктивные схемы сборных и монолитных зданий. Конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий. Компоновка конструктивной схемы панельных зданий.**

## **8.1 Общие сведения о конструктивных схемах каркасных и бескаркасных зданий.**

### **8.1.1 Основные конструктивные элементы (части) из которых состоят здания**

Основные конструктивные элементы (части) из которых состоят здания:

фундаменты, стены, колонны, перекрытия, крыши или покрытия, перегородки, лестницы

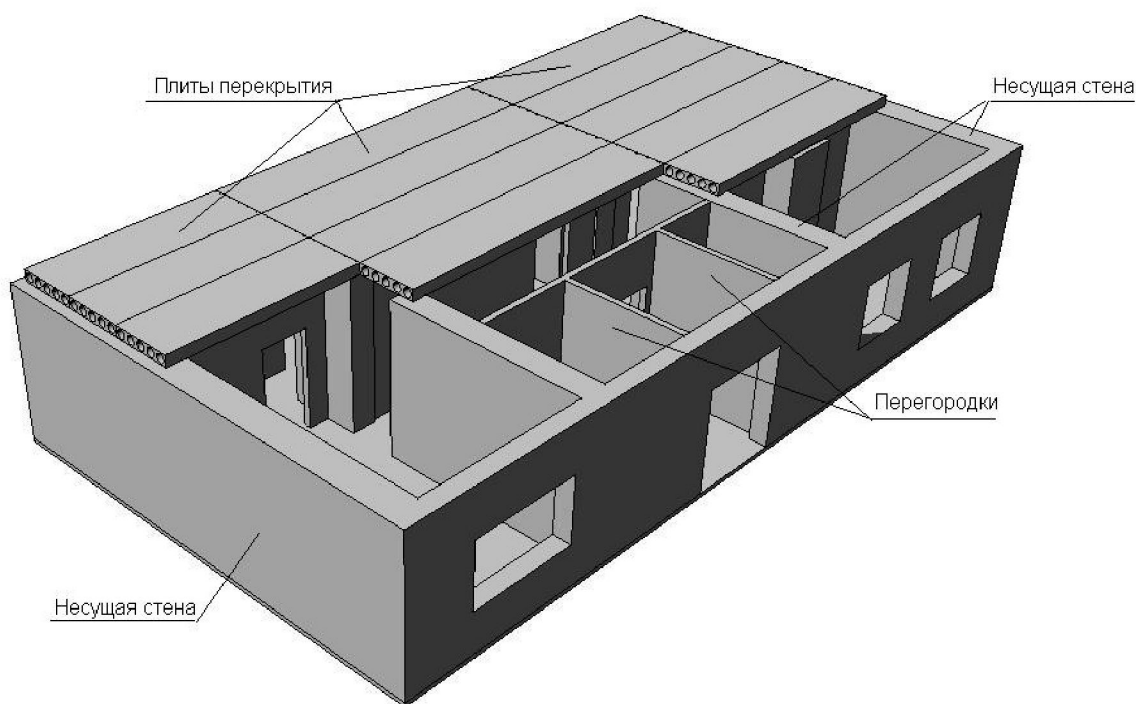
	<i>Конструктивные элементы зданий</i>	
<i>вид</i>	<i>несущие</i>	<i>ограждающие</i>
<i>назначение</i>	<i>восприятие постоянных и временных нагрузок, действующих на здание в целом и на отдельные его части</i>	<i>защищать здания от атмосферных осадков и ветра, сохранять в помещениях нормальную температуру, влажность и делить здание на отдельные помещения.</i>
<i>примеры</i>	<i>фундаменты, внутренние и наружные стены, колонны, перекрытия, покрытия, лестницы, крыша</i>	<i>наружные стены, крыша, окна, двери и ворота</i>
<i>примечание</i>		<i>Некоторые ограждающие конструкции являются одновременно и несущими, например наружные</i>



		стены, крыша.
--	--	---------------

### 8.1.2 Конструктивные схемы зданий

	<i>Конструктивная схема здания это порядок (система) взаимного расположения отдельных конструктивных элементов.</i>		
<i>вид</i>	<i>бескаркасная</i>	<i>каркасная</i>	<i>с неполным каркасом</i>
<i>определение</i>	<i>В бескаркасной схеме стены выполняют роль несущих конструкций</i>	<i>Каркасное здание характеризуется наличием каркаса, состоящего из вертикальных стоек (колонн), соединенных между собой горизонтальными балками — ригелями в одном направлении или балками в двух направлениях.</i>	<i>вместо внутренних продольных или поперечных стен устраивают систему столбов с опирающимися на них горизонтальными балками (прогонами), на которые, в свою очередь, опираются перекрытия</i>



Бескаркасный несущий остов с поперечными несущими стенами

Рис. 41. Бескаркасное здание [29]



Рис. 42. Каркасное здание [29]

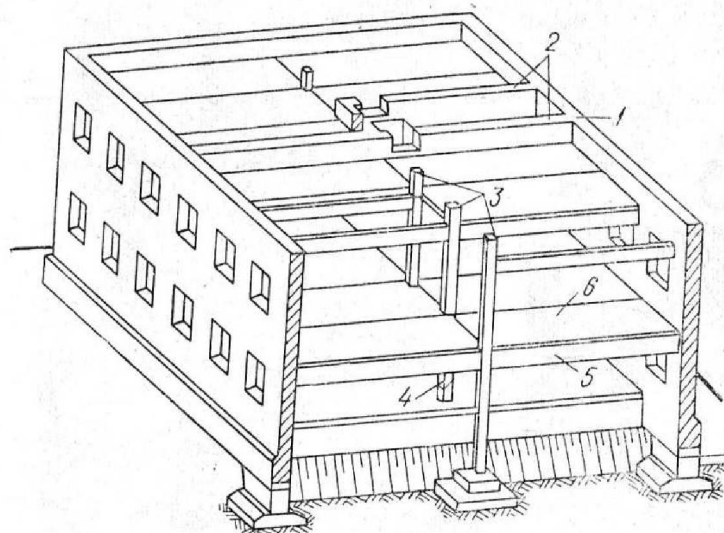


Рис. 43. Здание со смешанным каркасом (1-несущие стены, 2- стены лестничной клетки, 3- колонны, 4- стык колонн, 5- ригели (прогоны), 6 – плита перекрытия.[60]

## 8.2 Обеспечение пространственной жесткости

Общая устойчивость и пространственная жесткость здания зависят от взаимного сочетания и расположения конструктивных элементов, прочности узлов соединений и т.д.

В бескаркасных зданиях пространственная жесткость обеспечивается:

- I. внутренними поперечными стенами, в том числе и стенами лестничных клеток, соединяющимися с продольными наружными стенами;

- II. междуэтажными перекрытиями, связывающими стены и расчленяющими их по высоте на ярусы.

В **каркасных зданиях** пространственная жесткость обеспечивается:

- I. совместной работой колонн, ригелей и перекрытий, образующих геометрически неизменяемую систему;
- II. устройством между стойками каркаса специальных стенок жесткости;
- III. стенами лестничных клеток, лифтовых шахт;
- IV. укладкой в перекрытия настилов-распорок;
- V. надежными соединениями узлов.

Указанные конструктивные решения дают лишь общие конструктивные представления о мерах по обеспечению пространственной жесткости здания. [30]

### 8.3 Конструкции одноэтажных промышленных зданий

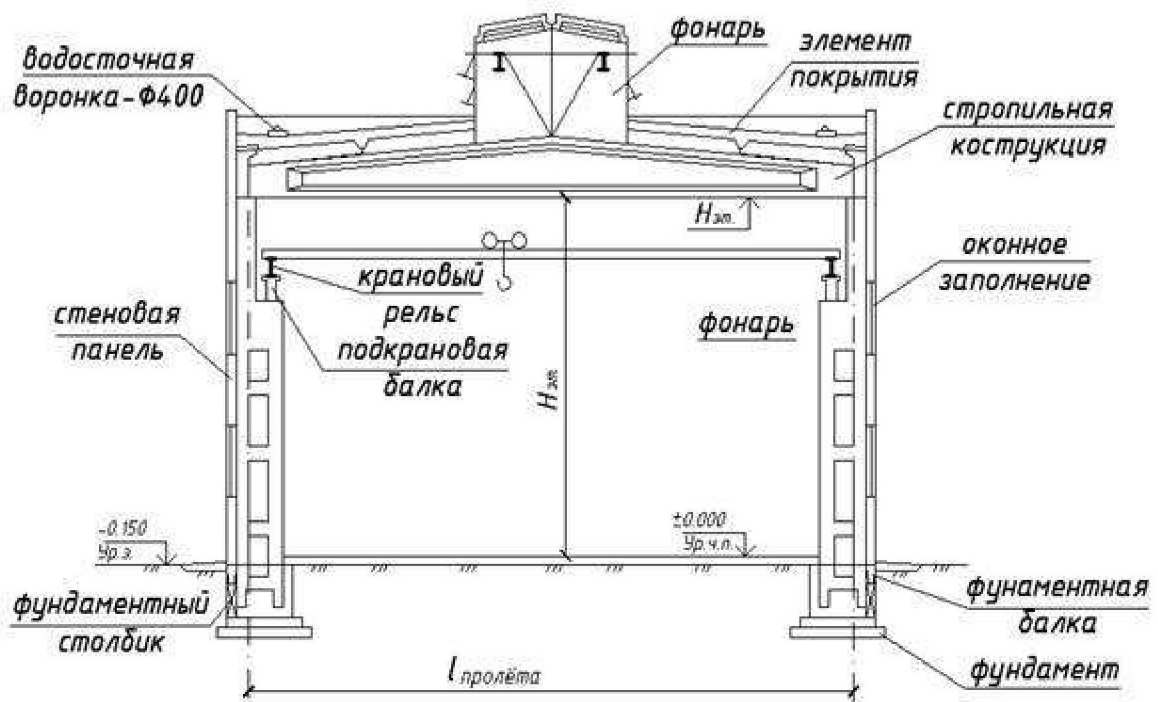


Рис. 44. Разрез одноэтажного промышленного здания [31]

К основным конструктивным элементам промышленного здания относятся:

Фундаменты - воспринимают нагрузку от здания и передают ее грунтам основания.

Фундаментные балки - воспринимают нагрузку от стен здания и передают ее на фундаменты.



Колонны основного каркаса - воспринимают нагрузку от покрытия здания и передают ее на фундаменты; к ним также крепят конструкции стен, опирают подкрановые балки.

Колонны фахверковые - служат для крепления к ним конструкций стен и перегородок, для придания им устойчивости.

Подкрановые балки - их укладывают на консоли колонн основного каркаса, а на них - рельсы для мостовых кранов.

Обвязочные балки - поддерживают кладку стен над проемами.

Основные несущие конструкции покрытий — устанавливаются на колонны основного каркаса сверху и служат для опирания на них несущих элементов ограждающей части покрытия.

Подстропильные конструкции — устанавливаются на колонны основного каркаса сверху и служат для опирания на них стропильных конструкций, если шаг колонн крайнего ряда не совпадает с шагом колонн среднего ряда.

Покрытие - защищает здание от атмосферных воздействий, от перегрева летом и от потерь тепла зимой.

Фонари - устраиваются в покрытии и служат для верхнего освещения удаленных от окон участков цехов, помещений.

Стены - отделяют помещения от внешней среды.

Перегородки - разделяют внутреннее пространство здания на отдельные помещения.

Связи - обеспечивают пространственную жесткость каркаса.

Окна, двери, ворота, полы - выполняют те же функции, что и в гражданском здании. [31]

### **8.3.1 Обеспечение пространственной жёсткости одноэтажного промздания**

Каркас одноэтажного промышленного здания состоит из поперечных рам, которые образованы защемленными в фундаментах колоннами и шарнирно опирающимися на колонны стропильными конструкциями. Рамы обеспечивают пространственную жесткость каркаса в поперечном направлении. В продольном направлении рамы связаны подкрановыми



балками, подстропильными конструкциями, жестким диском покрытия и в необходимых случаях стальными связями. [31]

### **8.3.2 Объёмно-планировочные параметры одноэтажных промышленных зданий**

Шаг- расстояние между координационными осями поперечных рядов колонн или стен (для бескаркасных зданий). Величина шага, как правило, 6 и 12 м.

Пролёт - расстояние между координационными осями продольных рядов колонн или стен (для бескаркасных зданий). Величина пролета кратна 6 м и может быть 12; 18; 24; 30; 36; 42 м и т.д. По величине пролета подбирают вид основной несущей конструкции покрытия: пролеты 6; 9; 12 и 18 м перекрывают стропильными балками, а пролеты 18; 24; 30 и 36 м – стропильными фермами. [31]

## **8.4 Конструктивные схемы сборных и монолитных зданий**

Бетонные здания подразделяются на сборные, монолитные и сборно-монолитные.

**Сборные здания** выполняются из сборных изделий заводского или полигонного изготовления, которые устанавливаются в проектное положение без изменения их формы и размеров.

В **монолитных зданиях** основные конструкции выполняют из монолитного бетона и железобетона.

**Сборно-монолитные здания** возводятся с применением сборных изделий и монолитных конструкций.

В условиях массового строительства рекомендуется преимущественно применять сборные здания, позволяющие в наибольшей степени механизировать процесс возведения конструкций, сократить сроки строительства и затраты труда на строительной площадке. Монолитные и сборно-монолитные здания рекомендуется преимущественно применять в районах с теплым и жарким климатом, в районах, где отсутствует индустриальная база полносборного домостроения или недостаточна их мощность, а также, при необходимости, в любых районах строительства зданий повышенной этажности. При технико-экономическом обосновании возможно выполнять отдельные конструктивные элементы из монолитного бетона железобетона в сборных зданиях, в том числе ядра жесткости, конструкции нижних нежилых этажей, фундаменты. [32]



*Рис. 45. Возведение здания из монолитного железобетона [33]*



*Рис. 46. Возведение здания из сборно-монолитного железобетона [34]*



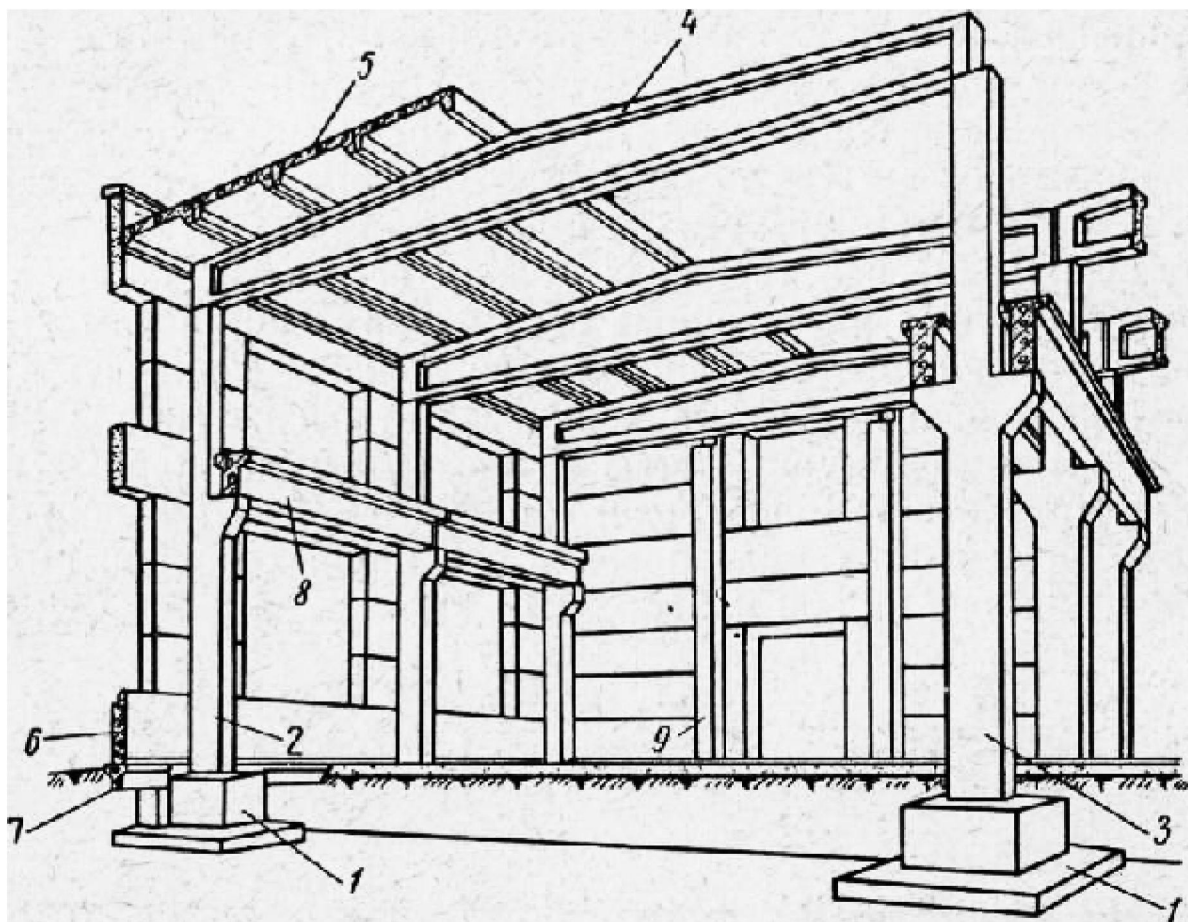


Рис. 47. Промышленное здание из сборного железобетона (1 – фундамент, 2 – колонна крайнего ряда, 3- колонна среднего ряда, 4 – двускатная балка, 5- ребристые плиты покрытия, 6 – стеновая панель, 7 – фундаментная балка, 8 – подкрановая балка, 9 – фахверковая колонна). [61]

## 8.5 Конструкции многоэтажных промышленных и гражданских зданий

### 8.5.1 . Конструкции многоэтажных промышленных зданий

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств - легкого 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 стеновыми панелями.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах от 3 ÷ 7 (при общей высоте до 40 м), а для некоторых видов производств с нетяжелым 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 колонн каркаса  $6 \times 6$ ,  $9 \times 6$ ,  $12 \times 6$  м. Такие ограниченные размеры сетки колонн каркаса обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать  $15 \text{ кН/м}^2$ , а в некоторых производствах  $25 \text{ кН/м}^2$  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 47). 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. 48). 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.

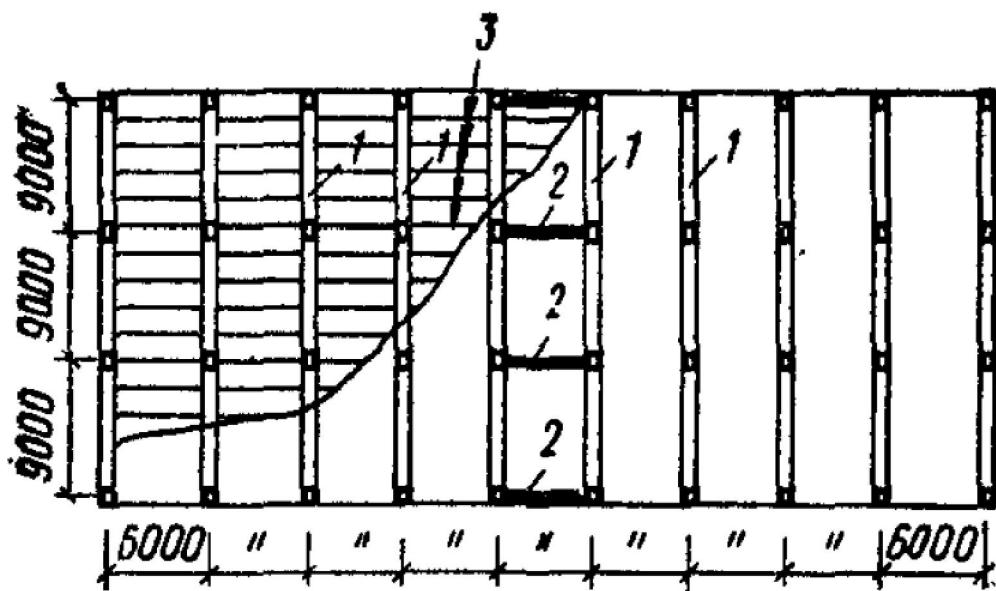


Рис. 48. Конструктивный план многоэтажного каркасного промышленного здания (1 - поперечные рамы; 2 - продольные вертикальные связи; 3 - панели перекрытий) [1]

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.

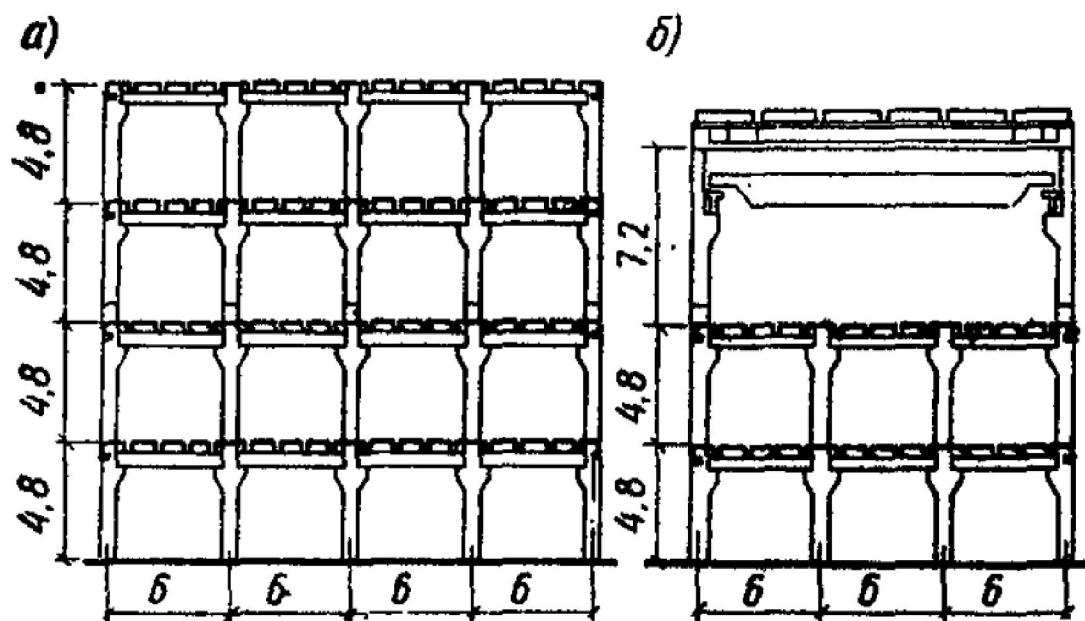


Рис. 49. Конструкции многоэтажных промышленных зданий (а - регулярных; б - с мостовыми кранами в верхнем этаже) [1]

Пример решения конструкции зданий с балочными перекрытиями приведен на рис. 49. Верхний этаж здания при наличии мостовых кранов (здания химической промышленности) komponуют из колонн, ригелей и подкрановых балок, аналогичных по конструкции применяемым для одноэтажных промышленных зданий.

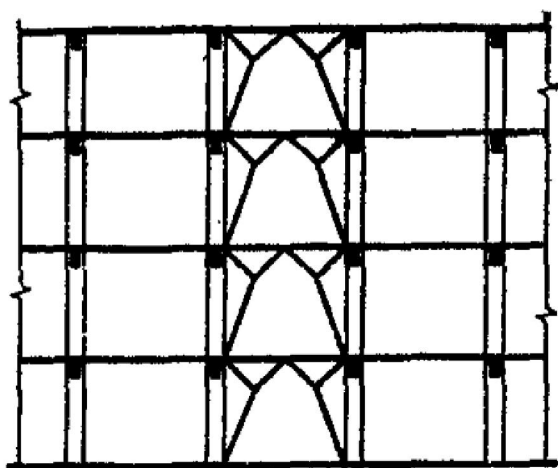


Рис. 50. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в продольном направлении [1]

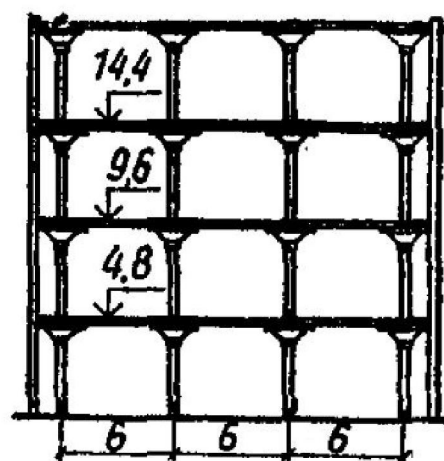


Рис. 51. Конструкции многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями [1]

Ригели соединяют с колоннами (стойками) на консолях, с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием полости стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты

шириной 1500 или 3000 мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

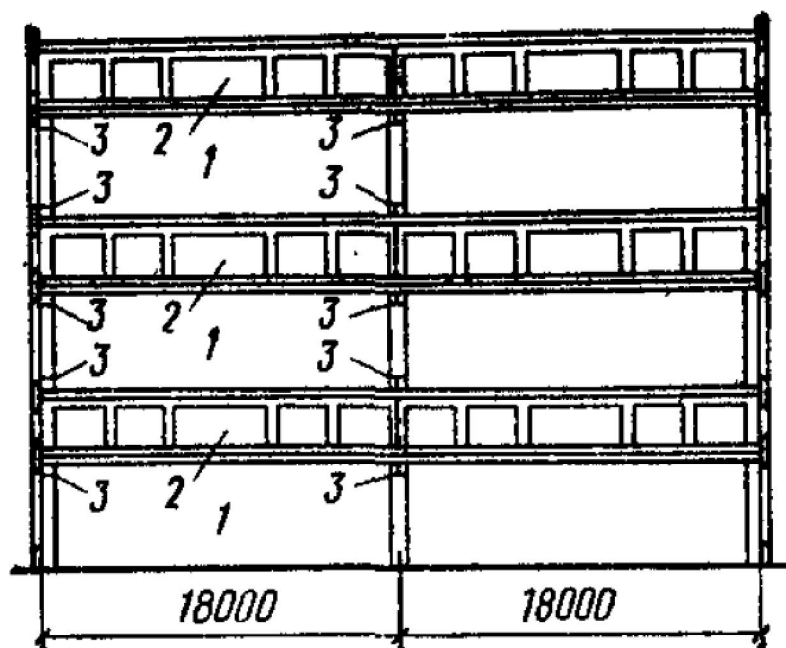


Рис. 52. Конструкция многоэтажного промышленного здания с межферменными этажами (1 - основные этажи; 2- межферменные этажи; 3- соединения колонн с безраскосными фермами) [1]

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 9 м имеют одинаковое сечение 800 мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки- от 5 до 25 кН/м<sup>2</sup>. Пример решения конструкции здания безбалочными перекрытиями приведен на **рис. 51**. 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 надкапительной плиты.

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн  $6 \times 6$  или  $9 \times 6$  м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия более  $10 \text{ кН/м}^2$ .

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн  $18 \times 6$ ,  $18 \times 12$ ,  $24 \times 6$  м. Большие пролеты зданий перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4; 3 и 3,6 м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания приведен на **рис. 52**. 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 перекрытой вспомогательных этажей пустотные или ребристые; опираются они на полки нижнего пояса ферм. [1]

### **8.5.2 Конструкции многоэтажных гражданских зданий**

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.

При действии горизонтальных нагрузок обеспечение совместной работы разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в своей плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы. Сборные перекрытия благодаря сварке закладных деталей и замоноличиванию швов между отдельными плитами также обладают высокой жесткостью при изгибе в своей плоскости.

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. 53а).

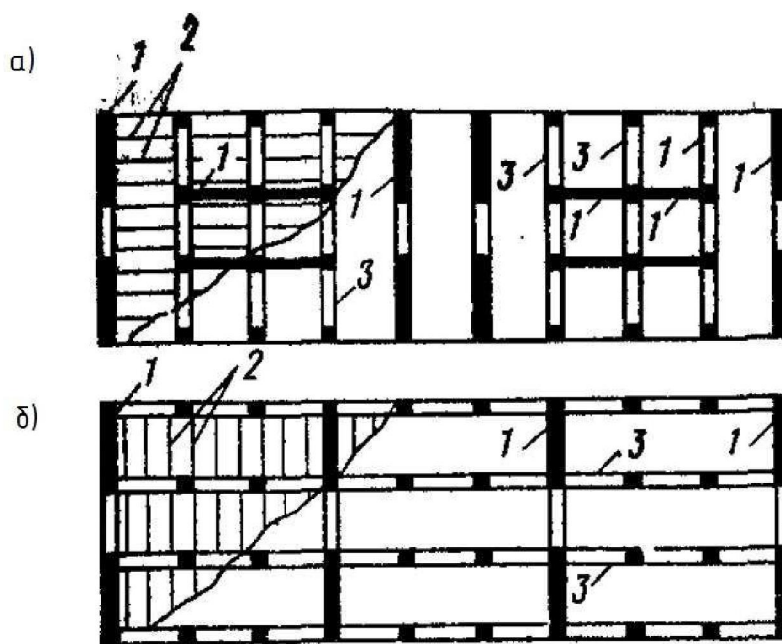
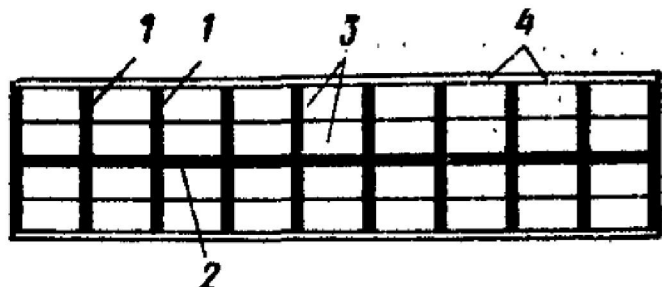


Рис. 53. Конструктивные схемы каркасных многоэтажных гражданских зданий (а - с поперечными рамами; б - с продольными рамами; 1 - связевые диафрагмы; 2 - панели перекрытий; 3 - ригели рам) [1]



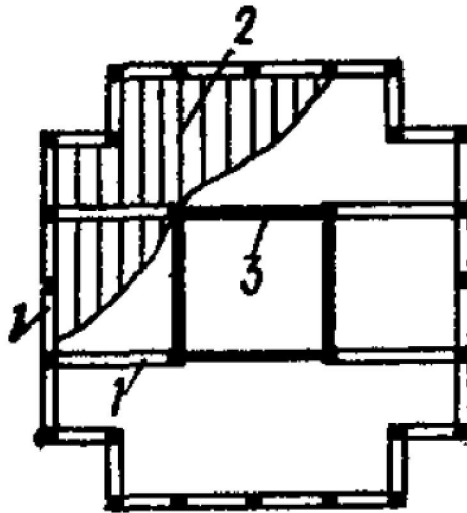
При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении - по рамной системе (**рис. 53б**). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях. [1]



*Рис. 54. Конструктивный план панельного здания (1 - поперечные несущие панели стен; 2- продольные несущие панели стен; 3- плиты перекрытия; 4- навесные панели ограждающих стен) [1]*

Конструктивные схемы многоэтажных каркасных зданий, воспринимающих горизонтальные нагрузки по рамно-связевой системе, как имеющие лучшие технико-экономические показатели, нашли широкое применение в строительстве, особенно в сейсмических районах страны.

Панельные конструкции применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном, иногда в продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих поперечных стен. Многоэтажное панельное здание как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе (**рис. 54**). 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 (**рис. 55**); здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля - в виде двутавров (**рис. 56, а**); здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение (**рис. 56, б**). В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе. [1]



*Рис. 55. Конструктивный план многоэтажного каркасного здания с центральным ядром жесткости (1 - ригели рам; 2 - плиты перекрытия; 3- ядро жесткости) [1]*

В зданиях с центральным ядром жесткости в целях обеспечения удобной свободной планировки сетку колонн укрупняют, в ряде решений внутренние колонны исключают, а элементы перекрытий опирают на наружные колонны и внутреннее ядро жесткости. Ригели перекрытий пролетом 12-15 м проектируют предварительно напряженными, шарнирно связанными с колоннами, панели перекрытий- пустотными или коробчатыми. Горизонтальное воздействие на здание воспринимается по связевой системе.

В зданиях с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане перекрытия выполняются монолитными в виде безбалочной бескапитальной плиты. Возводят такие здания методом подъема перекрытий (или подъема этажей). Конструктивно-технологическая сущность этого метода состоит в том, что полигоном для изготовления перекрытий служит перекрытие над подвалом. Перекрытия бетонируют одно над другим в виде пакета с разделяющими прослойками. В местах, где проходят колонны, в перекрытии оставляют отверстия, окаймленные стальными воротниками, заделанными в бетоне. В проектное положение перекрытие поднимают с помощью стальных тяжей и гидравлических домкратов, установленных на колоннах верхнего яруса. После подъема перекрытия в проектное положение стальные воротники крепят к стальным деталям колонн на сварке. При этой конструктивной схеме восприятие горизонтального воздействия на здание осуществляется по связевой системе, а при обеспечении конструктивной связи плит перекрытий с колоннами - по рамно-связевой системе, в которой ригелями служат безбалочные плиты. [1]

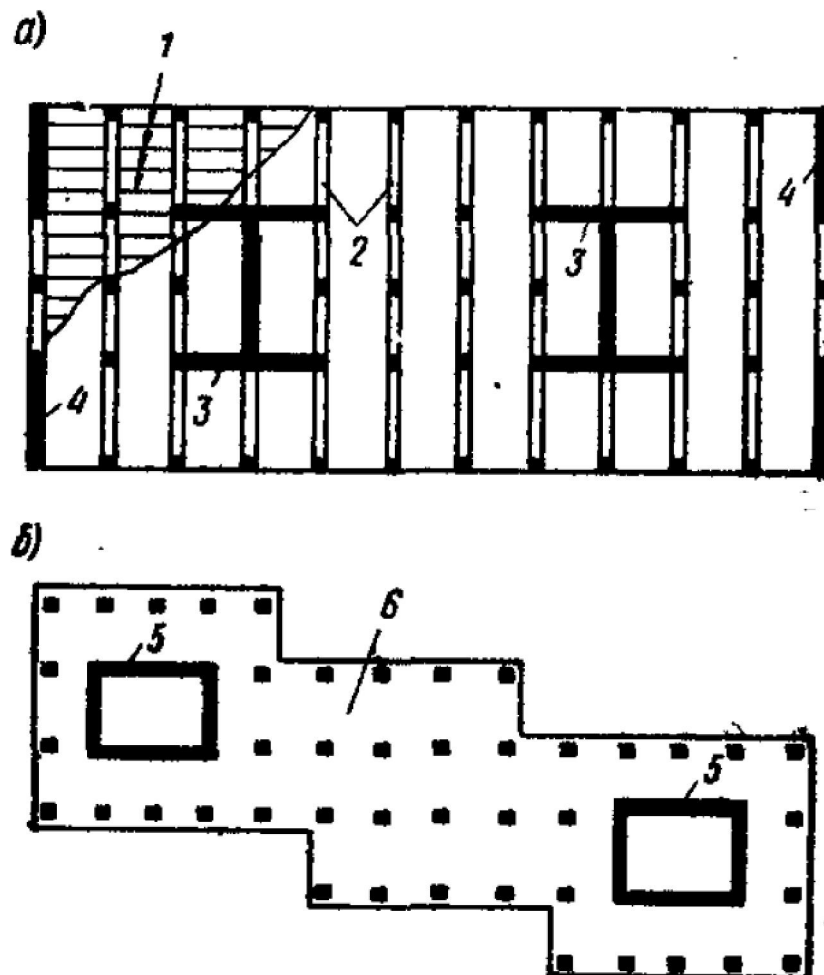


Рис. 56. Конструктивные планы многоэтажных каркасных зданий (а- с двумя ядрами жесткости; б- с двумя ядрами жесткости, сложной конфигурации, возводимые методом подъема перекрытий; 1 - плиты перекрытия; 2 - ригели рам; 3 - ядро жесткости двутаврового профиля; 4 - связевые диафрагмы; 5 - замкнутое ядро жесткости; 6- монолитное безбалочное перекрытие). [1]

## 8.6 Компоновка конструктивной схемы панельных зданий

Крупнопанельные здания выполняются из сравнительно простых в изготовлении плоскостных крупноразмерных элементов. Наряду с плоскостными элементами в крупнопанельных зданиях используются также насыщенные инженерным оборудованием объемные элементы (санитарно-технические кабины, тубинги шахт лифтов и др.)

Конструктивные схемы крупнопанельных зданий:

- I. Бескаркасная
- II. Каркасная
- III. Каркасно-панельная с монолитным ядром жесткости

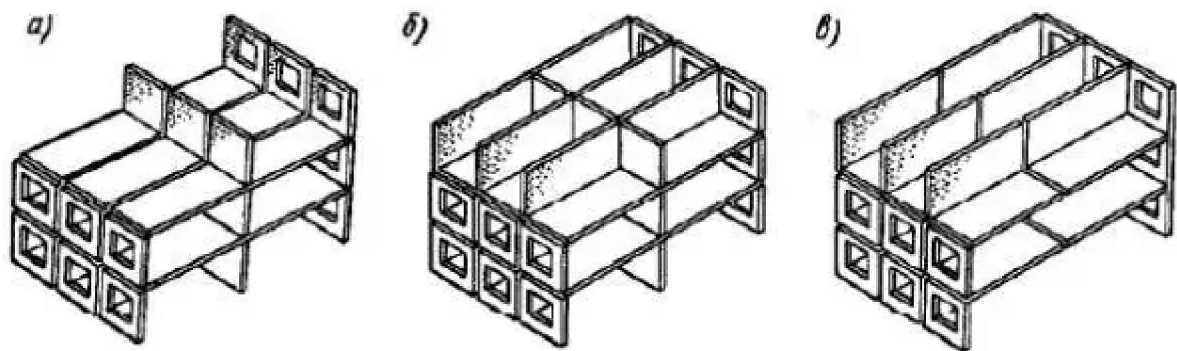
Крупнопанельными называют здания, монтируемые из заранее изготовленных крупноразмерных плоскостных элементов стен, перекрытий и

покрытий и других конструкций. Эти сборные конструкции имеют повышенную заводскую готовность — отделанные наружные и внутренние поверхности, вмонтированные окна и двери.

Достоинства крупнопанельных зданий:

- I. Индустриальность
- II. Высокая производительность труда
- III. Снижение стоимости строительства
- IV. Сокращение сроков возведения зданий

Бескаркасные здания состоят из меньшего числа сборных элементов и отличаются простотой монтажа и имеют преимущественное применение в массовом жилищном строительстве (**рис. 57**). В этих зданиях наружные и внутренние стены воспринимают все нагрузки, действующие на здание. Пространственная жесткость и устойчивость обеспечивается взаимной связью между панелями стен и перекрытий.



*Рис. 57. Конструктивные стены бескаркасных крупнопанельных зданий. [35]*

При этом может быть четыре конструктивных варианта опирания плит: на продольные несущие стены (**рис. 57,а**); по контуру (на продольные и поперечные стены; **рис. 57,б**); на внутренние поперечные стены; по трем сторонам (на продольные несущие и внутренние поперечные стены; **рис. 57, в**).



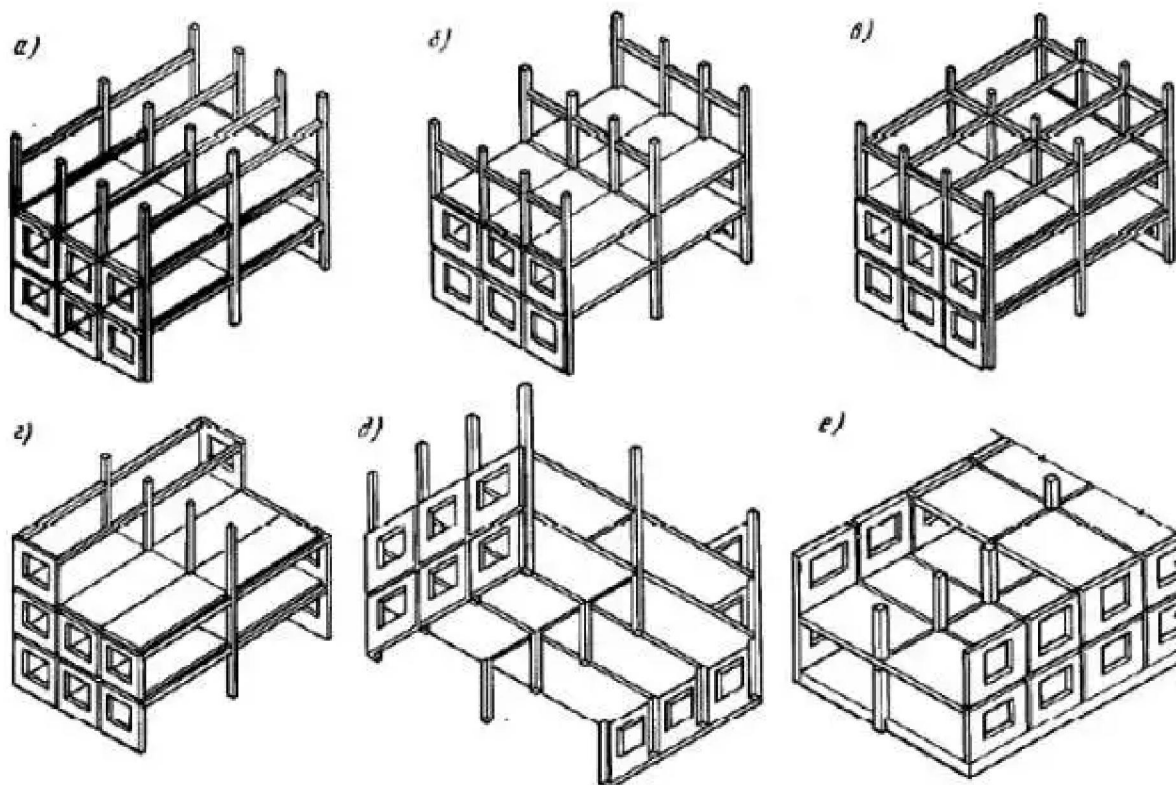
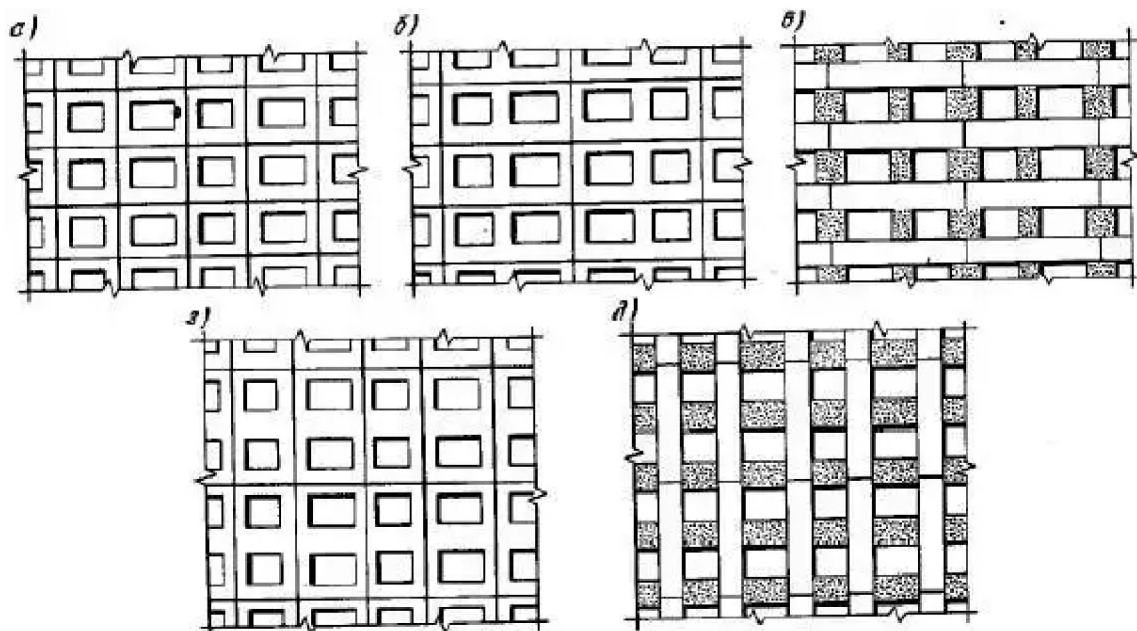


Рис. 58. Конструктивные схемы каркасно-панельных зданий. [35]

В каркасных панельных зданиях действующие на них нагрузки воспринимают ригели и стойки каркаса, а панели выполняют чаще всего лишь ограждающие функции (рис. 58). При этом различают следующие конструктивные схемы: с полным поперечным каркасом (рис. 58, а); с полным продольным каркасом (рис. 58, б); с пространственным каркасом (рис. 58, в); с неполным поперечным каркасом и несущими наружными стенами (рис. 58, г); с опиранием плит перекрытия по четырем углам непосредственно на колонны (безригельный вариант; рис. 58, д); с опиранием панелей на наружные панели и на две стойки по внутреннему ряду (рис. 58, е).

Принятие той или иной конструктивной схемы зависит от вида проектируемого здания, его этажности и других факторов. Так, крупнопанельные жилые дома проектируют, как правило, бескаркасными. Эти дома по сравнению с каркасными позволяют уменьшить число типоразмеров сборных элементов, сократить расход металла, упростить процесс монтажа, сократить трудозатраты, избежать появления выступающих элементов (колонн и ригелей) в интерьере помещений и др. Однако каркасные здания по сравнению с бескаркасными имеют меньший расход материалов на 1 м<sup>2</sup> жилой площади, большую жесткость и устойчивость здания, что особенно важно для высотных зданий. Эти схемы особенно эффективны для общественных зданий.

Важным этапом проектирования крупнопанельных зданий является выбор системы разрезки стен, которая зависит от конструктивной схемы, условий монтажа, вида здания и его размеров. На **рис. 59** приведены примеры схем разрезки (членения) наружных стен на панели, применяемые в современном строительстве.



*Рис. 59. Схемы разрезки наружных стен на панели: а - горизонтальная на одну комнату, б - то же, на две комнаты, в - то же, полосовая, г вертикальная, д — то же, полосовая. [35]*

Горизонтальная схема членения (**рис. 59**, а, б, в) образуется одноэтажными панелями размером на одну комнату (с одним окном), на две комнаты и полосовая (из полосовых поясных и простеночных панелей). Вертикальная схема образуется из панелей на два этажа (**рис. 59**, г, д): с одним окном на этаж и полосовая из двухэтажных простеночных панелей и междуэтажных поясных панелей. В гражданском строительстве большее распространение получила горизонтальная схема разрезки стен.

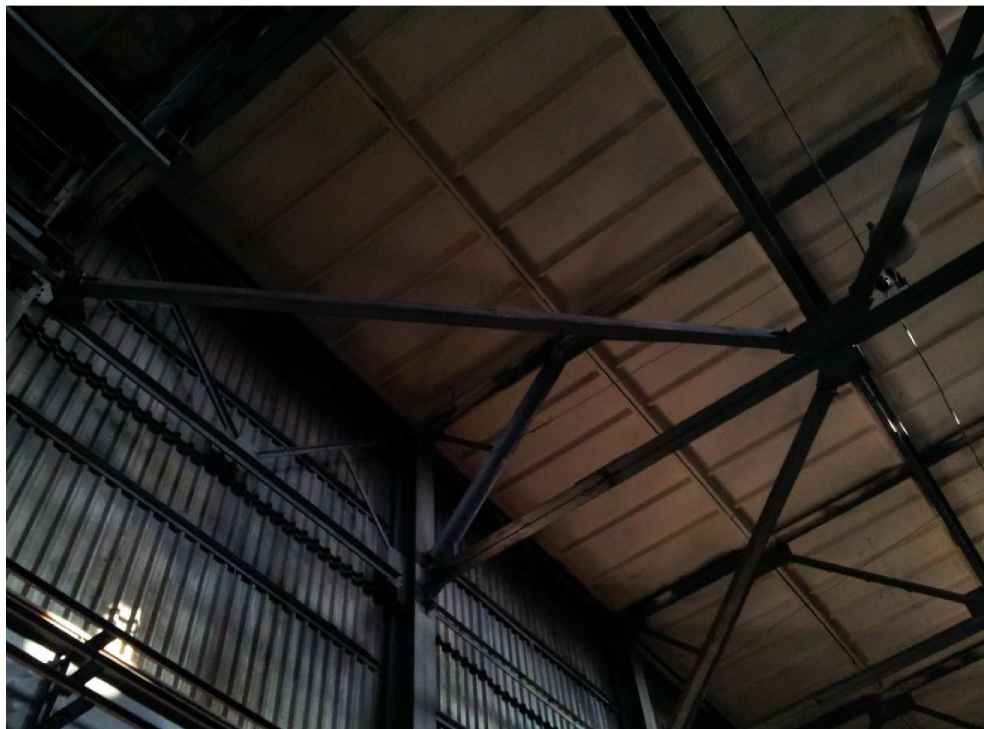
**Лекция 9. Конструкции плоских перекрытий:  
Классификация плоских перекрытий и плоских плит. Виды  
монолитных и сборных плоских перекрытий. Принципы  
расчета прочности их элементов.**

**9.1 Классификация плоских перекрытий и плоских плит. Виды  
монолитных и сборных плоских перекрытий.**

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции, применяемые в строительстве промышленных и гражданских зданий и сооружений.



*Рис. 60. Панельное балочное перекрытие из многопустотных плит [36], [57]*



*Рис. 61. Панельное балочное перекрытие из ребристых плит*



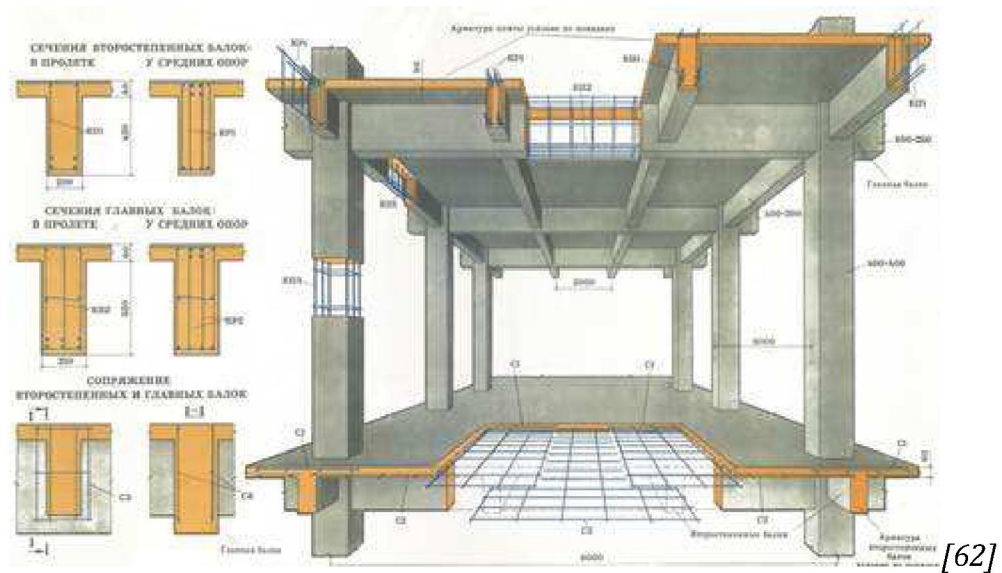


Рис. 62. монолитное ребристое перекрытия с балочными плитами

Достоинства плоских железобетонных перекрытий:

- I.   индустриальность
- II.   экономичность,
- III.   жесткость,
- IV.   долговечность
- V.   огнестойкость



Классификация по конструктивной схеме:

- I. панельные балочные сборные перекрытия,
- II. монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами,
- III. монолитные ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру,
- IV. сборно-монолитные балочные перекрытия,
- V. сборные безбалочные перекрытия,
- VI. монолитные безбалочные перекрытия,
- VII. сборно-монолитные безбалочные перекрытия.

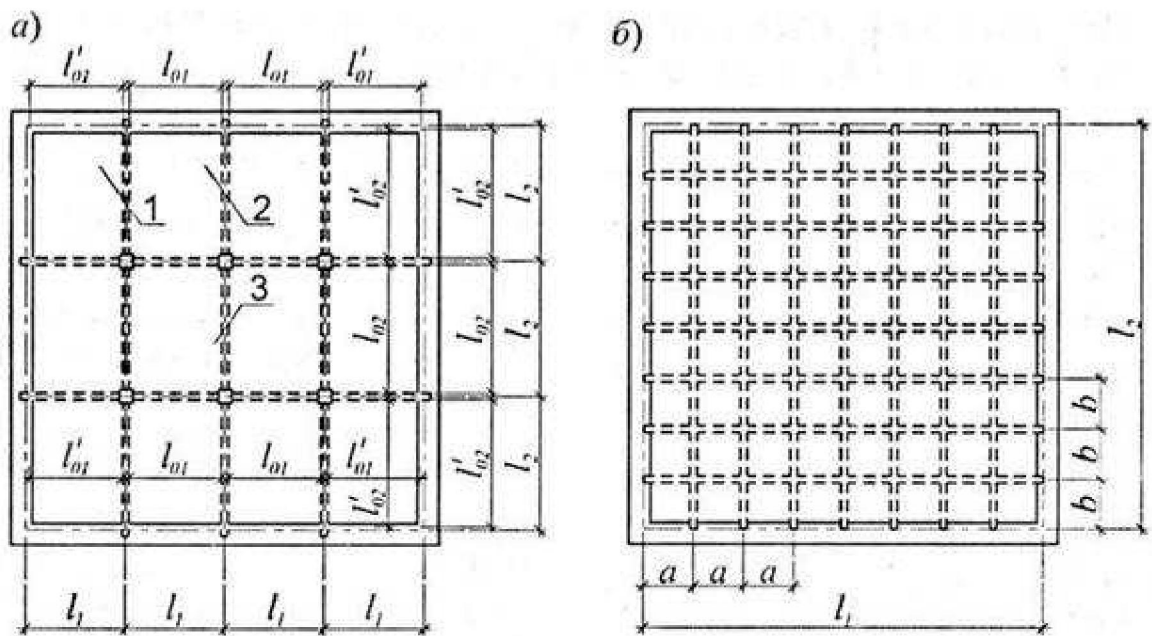


Рис. 63. монолитное ребристое перекрытие с плитами, опертыми по контуру в плане (а – с внутренними колоннами (плиты больших пролетов); б – без внутренних колонн (кессонные перекрытия)) [38]

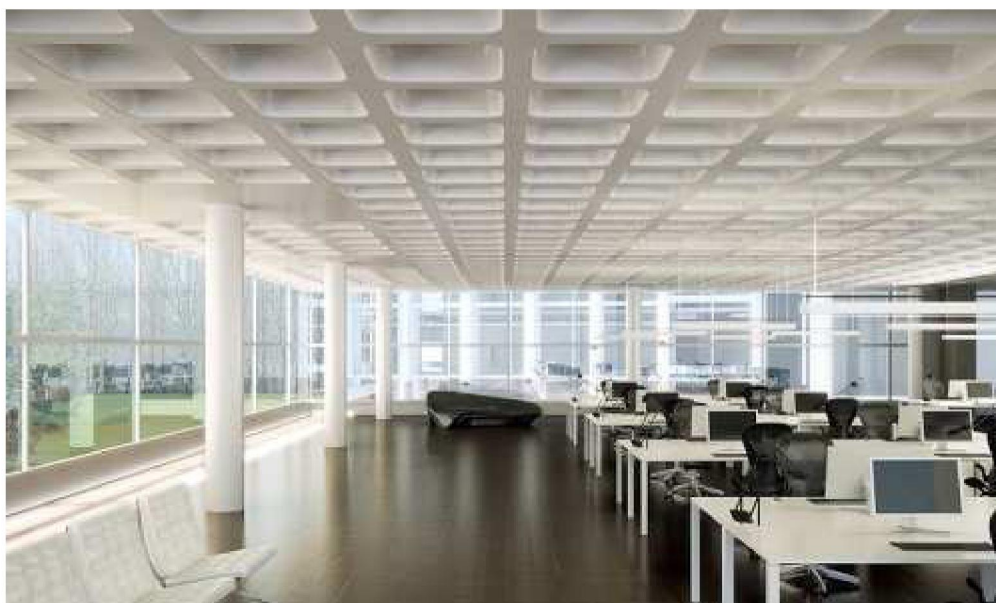


Рис. 64. Кессонное перекрытие [39]

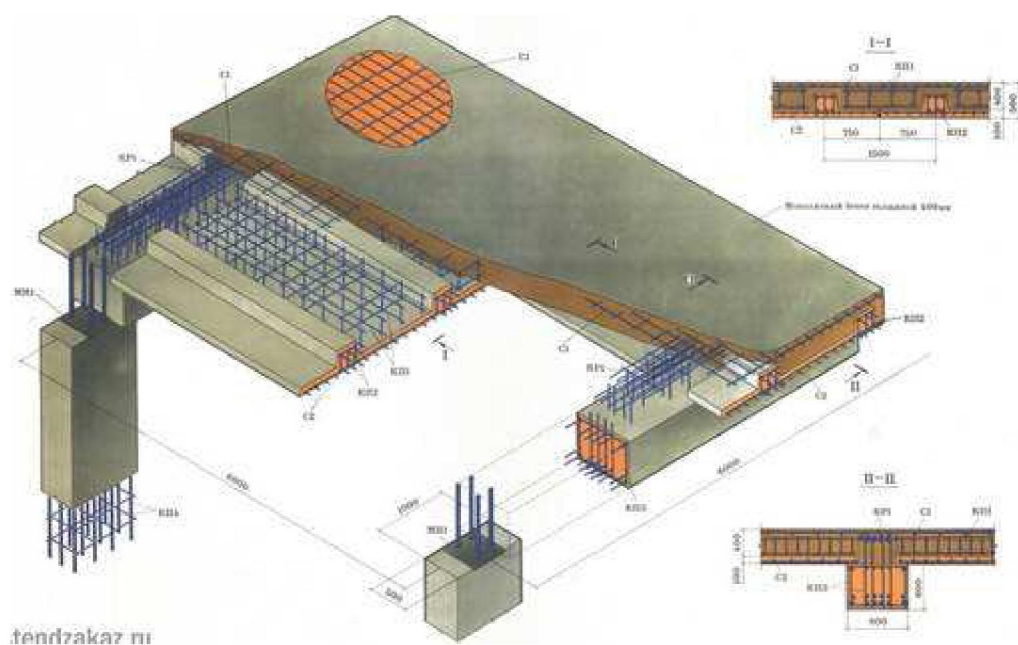


Рис. 65. сборно-монолитное балочное перекрытие [63]

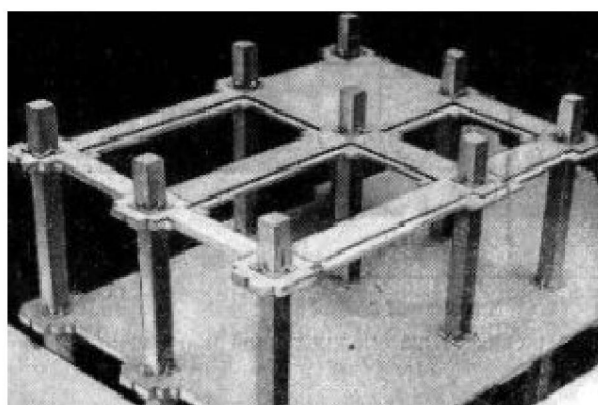


Рис. 66. сборное безбалочное перекрытие [37]

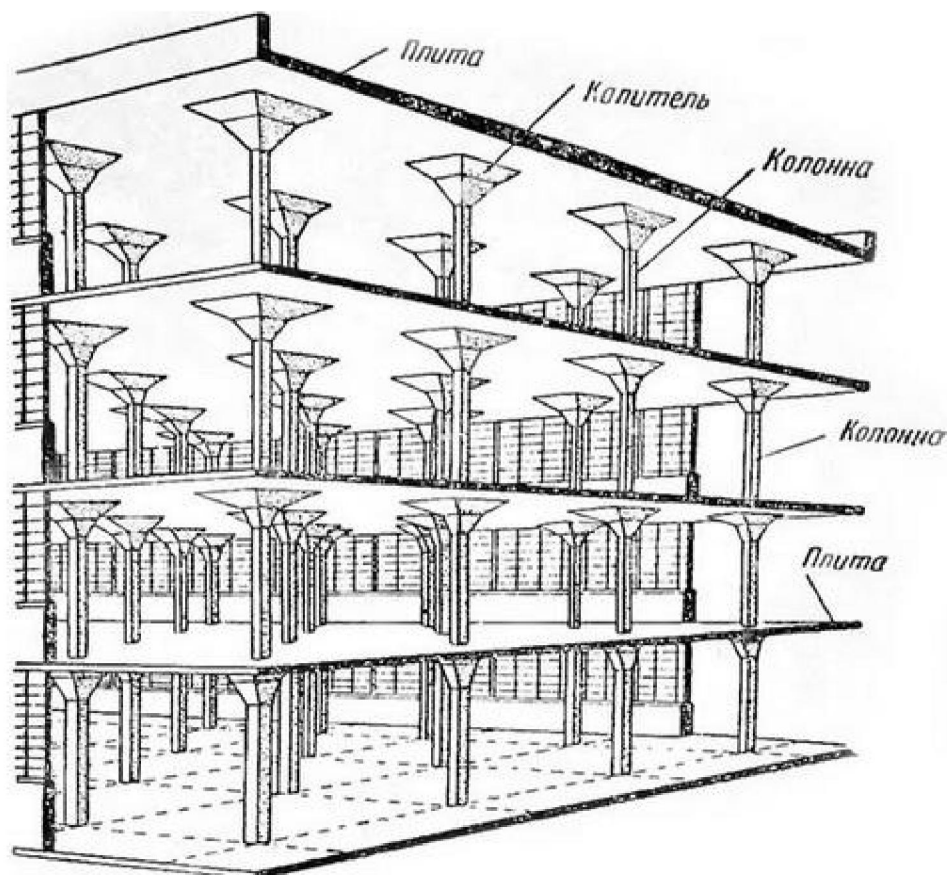


Рис. 67. монолитное безбалочное перекрытие [63]

## 9.2 Принципы расчета прочности элементов плоских перекрытий.

### 9.2.1 Принципы расчета плит в зависимости от соотношения сторон

Плиты в железобетонных перекрытиях в зависимости от соотношения сторон подразделяются на:

**балочные**, в которых соотношение сторон контура  $\frac{l_1}{l_2} > 2$ . Наибольшие изгибающие моменты в этой плите будут в направлении меньшего пролета, то есть в направлении пролета  $l_1$ . Изгибающие моменты в направлении большего пролета будут незначительны, поэтому рабочую арматуру в плите рассчитывают и устанавливают в направлении меньшего пролета  $l_1$ . В направлении пролета  $l_2$  арматуру назначают конструктивно. Таким образом, плиту можно рассчитывать как балку шириной  $b = 1\text{ м}$ , высотой равной  $h$  и пролетом  $l_1$ .

**работающие в двух направлениях**  $\frac{l_1}{l_2} \leq 2$ . В этих плитах рабочую арматуру рассчитывают и устанавливают в двух направлениях.



Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, величины и характера действующих нагрузок, местных условий и др.

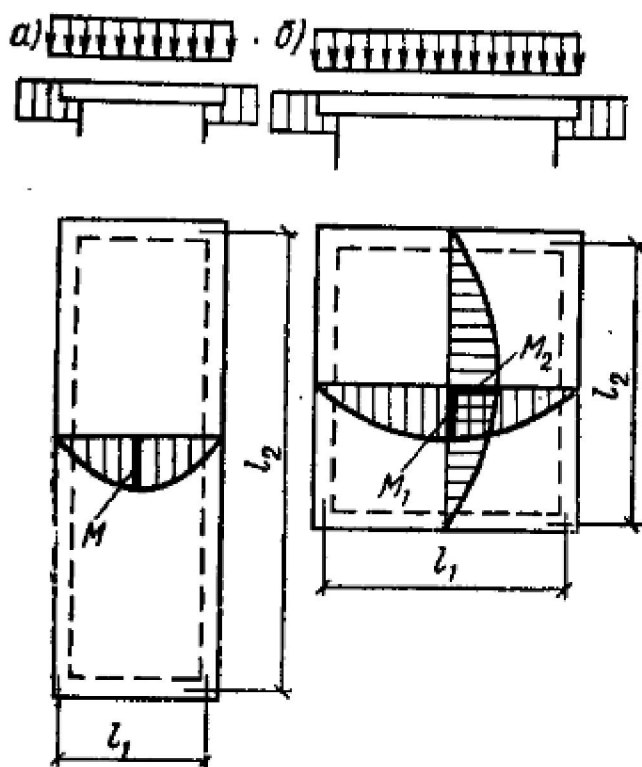


Рис. 68. Работа плит перекрытия в зависимости от соотношения сторон [1]

### 9.2.2 Расчет по прочности плоских плит перекрытия

Согласно п.8.1.53 - п.8.1.55 СП 63.13330.2012 расчет по прочности плоских плит перекрытий, покрытий и фундаментных плит следует производить как расчет плоских выделенных элементов на совместное действие изгибающих моментов в направлении взаимно перпендикулярных осей и крутящих моментов, приложенных по боковым сторонам плоского выделенного элемента, а также на действие продольных и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам плоского элемента (рис. 69).

Кроме того, при опирании плоских плит на колонны следует производить расчет плит на продавливание на действие сосредоточенных нормальных сил и моментов согласно 8.1.46-8.1.52 СП 63.13330.2012.

Расчет по прочности плоских плит в общем случае рекомендуется производить путем разделения плоского элемента на отдельные слои сжатого бетона и растянутой арматуры и расчета каждого слоя отдельно на действие нормальных и сдвигающих сил в этом слое, полученных от действия изгибающих и крутящих моментов и нормальных сил (рис. 70).



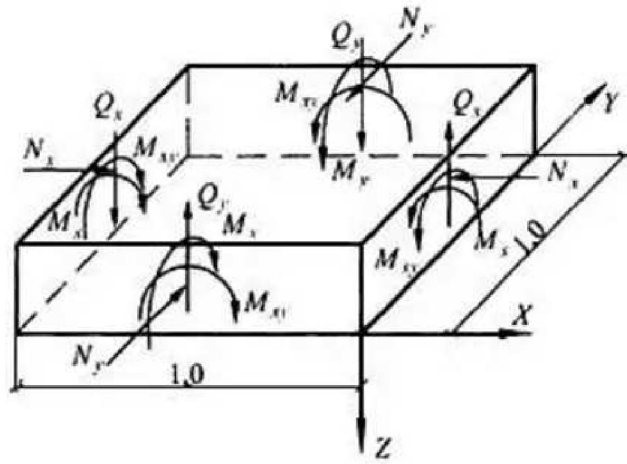


Рис. 69. Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины [11]

Расчет плоских элементов плит может также производиться без разделения на слои бетона и растянутой арматуры на совместное действие изгибающих и крутящих моментов из условий, основанных на обобщенных уравнениях предельного равновесия:

$$(M_{x,ult} - M_x) \cdot (M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \geq 0$$

$$M_{x,ult} \geq M_x$$

$$M_{y,ult} \geq M_y$$

$$M_{xy,ult} \geq M_{xy}$$

где  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$  - изгибающие и крутящие моменты, действующие на выделенный плоский элемент;

$M_{x,ult}$ ,  $M_{y,ult}$ ,  $M_{xy,ult}$  - предельные изгибающие и крутящие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

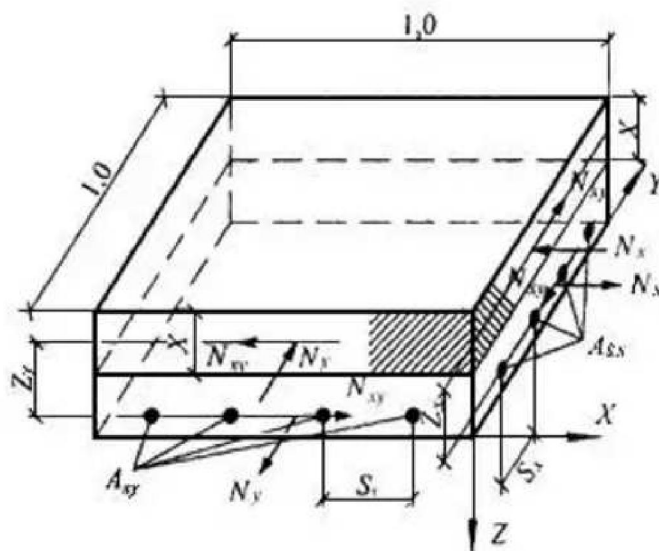


Рис. 70. Схема усилий, действующих в бетонном и арматурном слоях выделенного плоского элемента плиты [11]

Значения предельных изгибающих моментов  $M_{x,ult}$  и  $M_{y,ult}$  следует определять из расчета нормальных сечений, перпендикулярных осям  $x$  и  $y$ , плоского выделенного элемента с продольной арматурой, параллельной осям  $x$  и  $y$  согласно указаниям 8.1.1.-8.1.13 СП 63.13330.2012.

Значения предельных крутящих моментов следует определять по бетону  $M_{bxy,ult}$  и по растянутой продольной арматуре  $M_{sxy,ult}$  по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0.1 \cdot R_b \cdot b^2 \cdot h$$

где  $b$  и  $h$  меньший и больший размеры соответственно плоского выделенного элемента;

$$M_{sxy,ult} = 0.5 \cdot R_s \cdot (A_{sx} + A_{sy}) \cdot h_0$$

где  $A_{sx}$  и  $A_{sy}$  площади сечения продольной арматуры в направлении осей  $x$  и  $y$ .

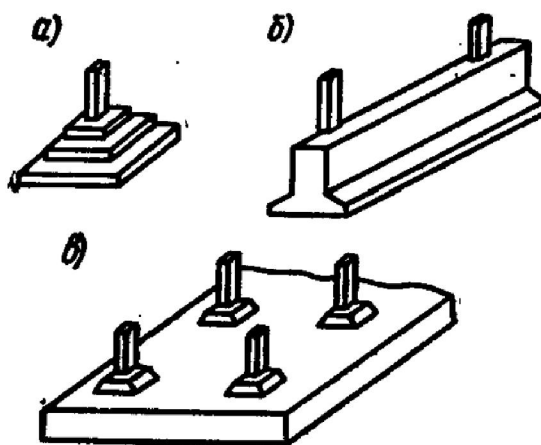
Кроме того производится расчет плоского элемента на действие поперечных сил.

## **Лекция 10. Отдельные столбчатые фундаменты: Конструктивные особенности фундаментов. Определение размеров подошвы и сечения арматуры по подошве центрально нагруженных фундаментов.**

### **10.1 Конструктивные особенности фундаментов**

Типы фундаментов применяемых в строительстве инженерных сооружений, промышленных и гражданских зданий:

- отдельные (под каждой колонной),
- ленточные (под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами),
- сплошные (под всем сооружением).



*Рис. 71. Типы железобетонных фундаментов (а- отдельный; б- ленточный; в- сплошной) [1]*

Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях (они преимущественно и рассматриваются здесь), но могут быть и на сваях; тогда группа свай, объединенная по верхней их части распределительной железобетонной плитой - ростверком, образует свайный фундамент.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн.

Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как ленточные фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания.

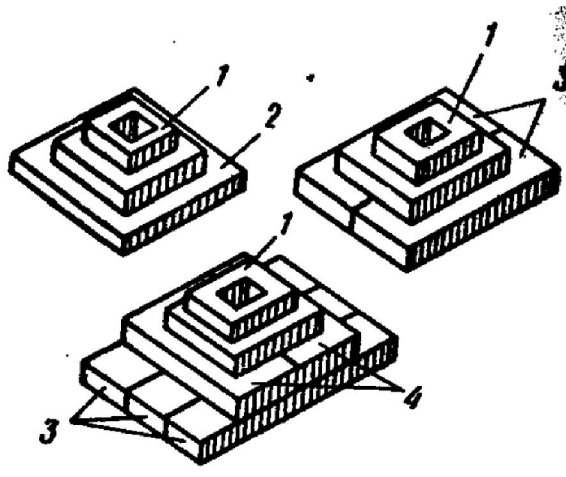


Рис. 72. Составные железобетонные фундаменты (1- подколонник; 2- фундаментная плита цельная; 3- то же, блочная; 4- подколонные блоки) [1]

Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними более допустимых, то устраивают сплошные фундаменты. Они в еще большей мере выравнивают осадки основания. Эти фундаменты применяют при слабых и неоднородных грунтах, а также при значительных и неравномерно распределенных нагрузках.

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные. [1]

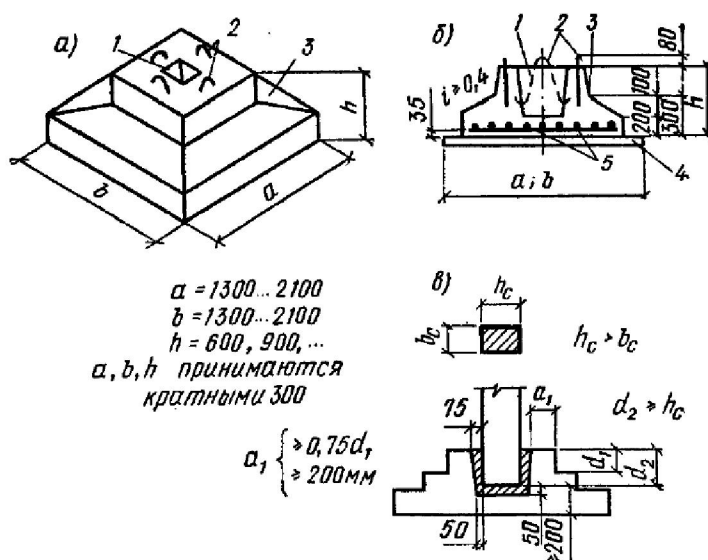


Рис. 73. Сборные цельные железобетонные фундаменты колонн (а - общий вид; б - сечение; в - сопряжение сборной колонны с фундаментом; 1- гнездо колонны; 2- петли; 3- фундамент; 4- подготовка; 5- сварная сетка) [1]

По характеру работы отдельностоящие фундаменты бывают:

- I. центрально нагруженные
- II. внецентренно нагруженные



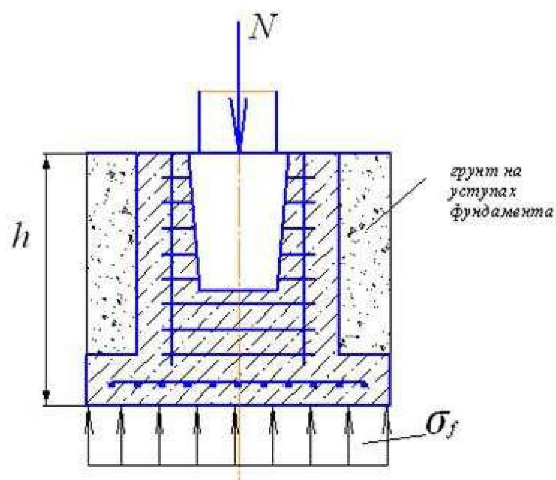


Рис. 74. Централью нагруженный фундамент [40]

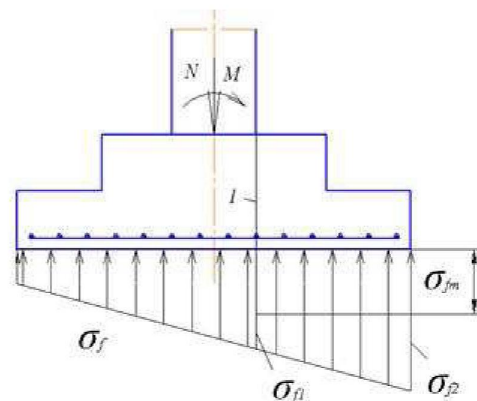


Рис. 75. внецентралью нагруженный фундамент [40]

В настоящее время применяют фундаменты «нулевого цикла» с повышенной стаканной частью, когда верх фундамента выводят на отметку - 0,150 м для того, чтобы работы нулевого цикла закончить до монтажа каркаса здания.

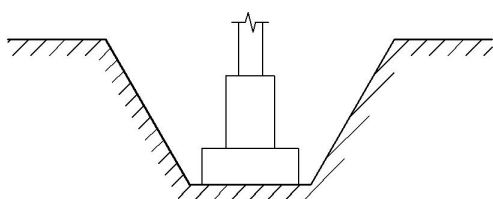


Рис. 76. Обычный фундамент (сначала устанавливают колонны, затем засыпают котлован)

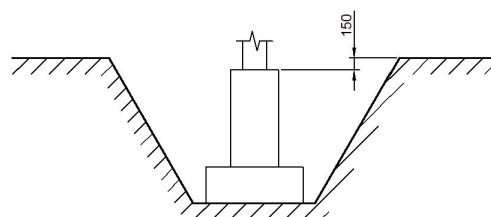
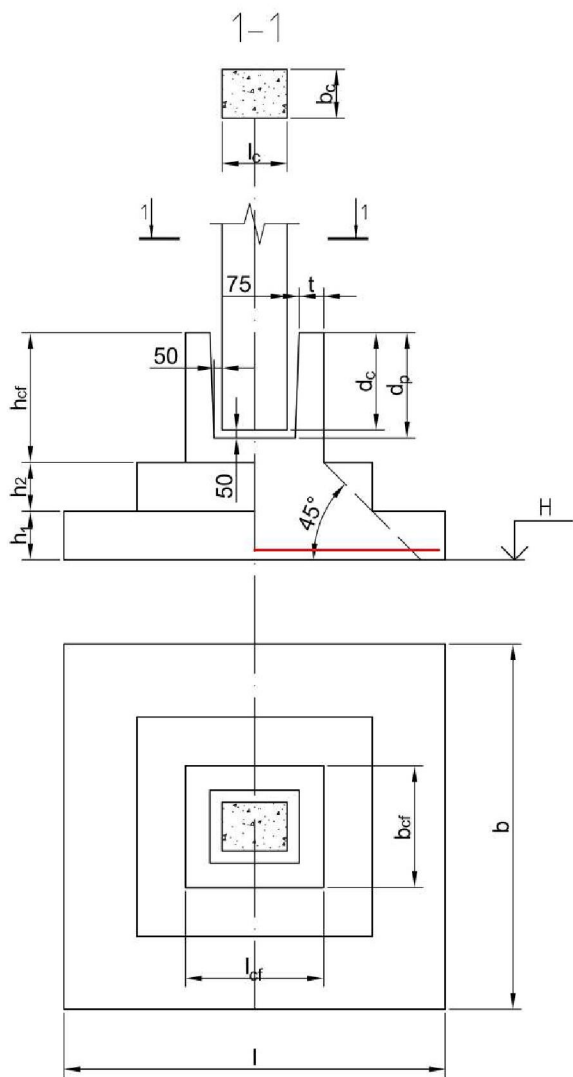


Рис. 77. Фундамент «нулевого цикла» (сначала засыпают котлован, затем монтируют колонны)

### 10.1.1 Геометрические характеристики столбчатого фундамента



$A$  – площадь подошвы  
фундамента

$b$  – ширина подошвы

 $l$  – длина подошвы

$b_{cf}$  – меньший размер

сечения подколонника

$l_{cf}$  – большой размер

сечения подколонника

$h$  — полная высота

фундамента

$$h_{pl} = h_1 + h_2 + \dots -$$

высота плитной части

$h_1, h_2, \dots$  – ВЫСОТЫ 1,2 ...

ступеней

 $d_p$  – глубина стакана $d_c$  – глубина заделки

## КОЛОННЫ

$t$  — толщина стенки

стакана поверху

$H$  – глубина заложения фундамента

Рис. 78. Обозначение размеров фундамента

## 10.2 Определение размеров подошвы и сечения арматуры по подошве центрально нагруженных фундаментов.

### Этапы расчета фундаментов:

- I. определение размеров подошвы фундамента, конструирование самого фундамента и отдельных его частей
- II. расчет тела фундамента на прочность
- III. расчет фундамента по деформациям (выполняют в необходимых случаях).

### 10.2.1 Определение размеров подошвы фундамента

Расчет выполняют из условия, что деформации в грунте под подошвой фундамента не превышают предельных деформаций

$$s \leq s_u$$

где  $s$  — совместные деформации основания и сооружения по расчету,  $s_u$  — предельные деформации грунта (определяются нормативными документами).

Данное условие будет выполняться, если

$$P \leq R$$

где  $P$  — давление в грунте под подошвой фундамента,  $R$  — расчетное сопротивление грунта, оно зависит от физико-механических свойств грунта, размеров подошвы фундамента, наличия подвала, глубины заложения (формула 5.7 СП 22.13330.2011).

Таким образом, данный расчет является расчетом по второй группе предельных состояний, т.е. расчет ведут на расчетные нагрузки с  $\gamma_f = 1$  численно равные нормативным нагрузкам. При этом учитывают вес самого фундамента и грунта на его уступах.

Далее в зависимости от схемы нагружения фундамента (центрально или внецентренно нагруженный) определяю размер подошвы фундамента.

### 10.2.2 Расчет фундаментов по прочности

Расчет фундаментов по прочности включает определение высоты плитной части фундамента, размеров ступеней, арматуры плитной части, расчет поперечных сечений подколоники и его стаканной части и производится на основное или особое сочетание расчетных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f > 1$ .

Расчет элементов фундамента (плитной части и подколоники) по образованию и раскрытию трещин производится на основное или особое сочетание расчетных нагрузок при  $\gamma_f = 1$ .

Исходными данными для расчета фундаментов по прочности, кроме сочетаний расчетных нагрузок, являются:

- I. размеры в плане  $b$  и  $l$  подошвы плитной части фундамента; полная высота фундамента  $h$ , определяемая глубиной заложения и отметкой обреза фундамента; сечения колонны  $b_c, l_c$  и подколоники в плане  $b_{cf}, l_{cf}$ .
- II. Минимальная высота плитной части фундамента при соотношении сторон его подошвы  $b/l \geq 0,5$  определяется из расчета на продавливание. При этом продавливающая сила должна быть

воспринята бетонным сечением плитной части фундамента, как правило, без постановки поперечной арматуры. В стесненных условиях (при ограничении высоты фундамента) допускается поперечная арматура.

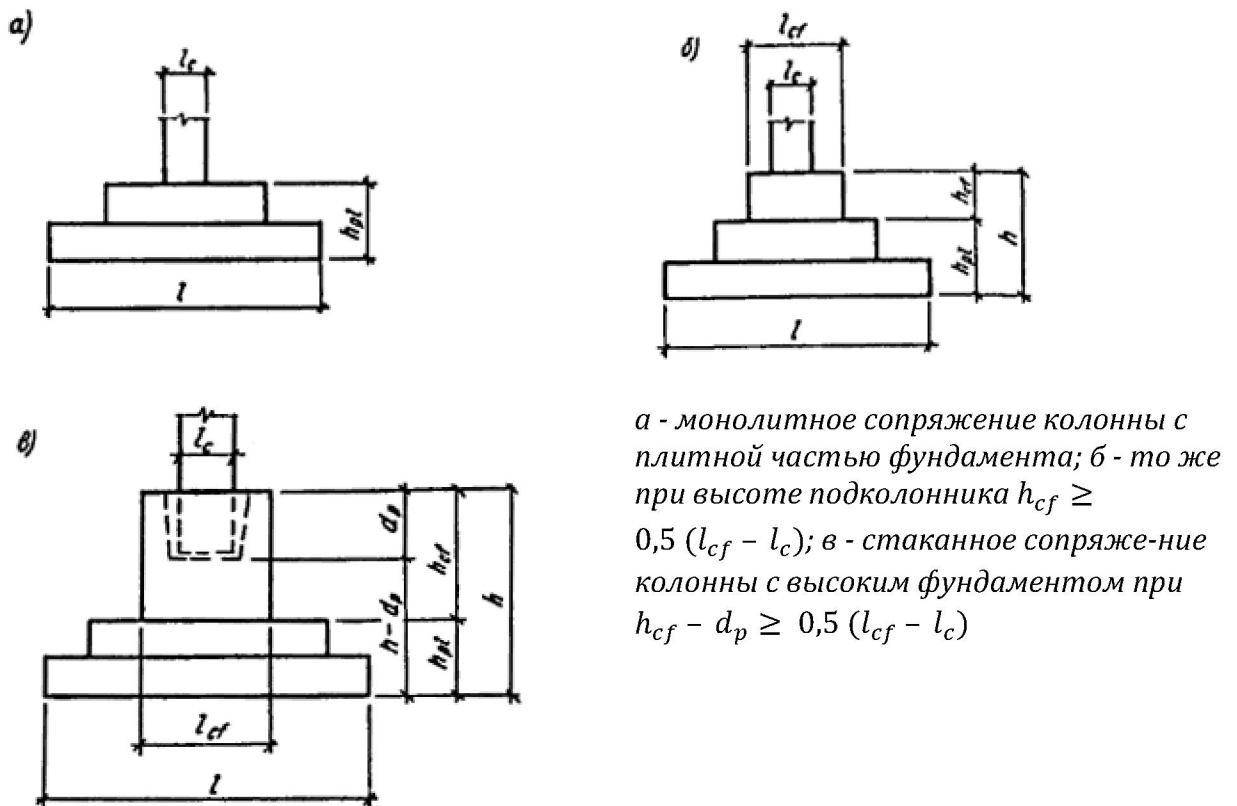


Рис. 79. Виды сопряжений фундамента с колонной по 1-й схеме расчета на продавливание [64]

Следует различать две схемы расчета на продавливание в зависимости от вида сопряжения фундамента с колонной:

**1-я — при монолитном сопряжении колонны с фундаментом (рис. 79, а) или подколонника с плитной частью фундамента при высоте подколонника  $h_{cf} \geq 0,5 (l_{cf} - l_c)$  (рис. 79, б), а также при стаканном сопряжении сборной колонны с высоким фундаментом — при высоте подколонника, удовлетворяющей условию  $h_{cf} - d_p \geq 0,5 (l_{cf} - l_c)$  (рис. 79, в).** В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа монолитной колонны или подколонника на действие продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$ ;

**2-я — при стаканном сопряжении сборной колонны с низким фундаментом — при высоте подколонника, удовлетворяющей условию  $h_{cf} - d_p < 0,5 (l_{cf} - l_c)$  (рис. 81).** В этом случае фундаменты рассчитываются



на продавливание колонной от дна стакана и на раскалывание от действия только продольной силы  $N_c$ . [64]

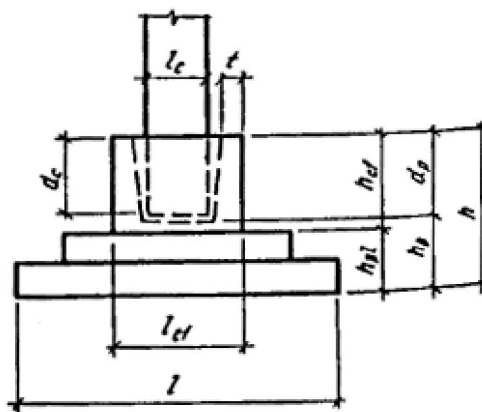


Рис. 80. Сопряжение сборной колонны с низким фундаментом при  $h_{cf} - d_p < 0,5 (l_{cf} - l_c)$  [64]

### 10.2.3 Расчет на продавливание по схеме 1

Расчет на продавливание плитной части центрально-нагруженных квадратных железобетонных фундаментов производится из условия

$$F \leq R_{bt} \cdot u_m \cdot h_{0,pl} \quad (1)$$

где  $F$  — продавливающая сила;

$R_{bt}$  - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, принимается согласно СП 63.13330.2012 как для железобетонных сечений;

$u_m$  - среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения  $h_{0,pl}$

$$u_m = 2 \cdot (b_c + l_c + 2 \cdot h_{0,pl}) \quad (2)$$

При определении величин  $u_m$  и  $F$  предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы (площадь сечения колонны или подколонника), а боковые грани наклонены под углом  $45^\circ$  к горизонтали (рис. 81).

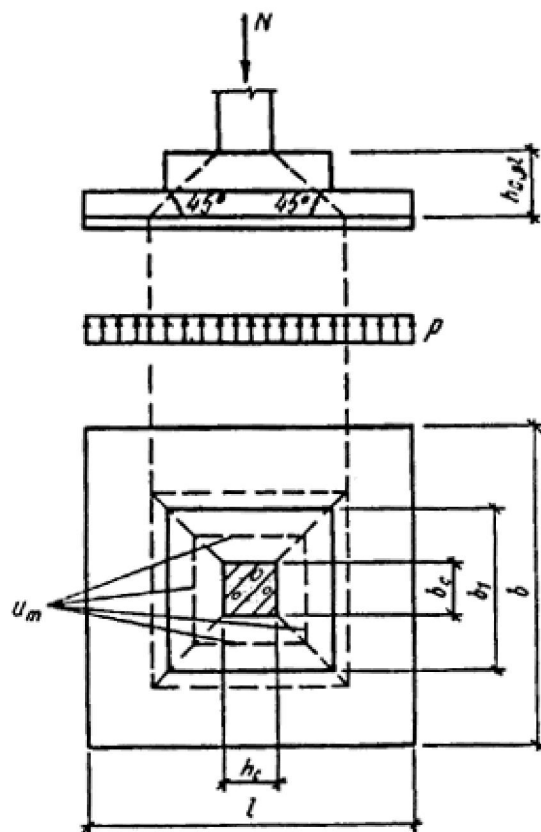


Рис. 81. Схема образования пирамиды продавливания в центрально-нагруженных квадратных железобетонных фундаментах [64]

В формуле (2) и последующих формулах раздела величины  $b_c$ ,  $l_c$  заменяются размерами в плане сечения подколонника  $b_{cf}$ ,  $l_{cf}$ , если продавливание происходит из нижнего обреза подколонника.

Величина продавливающей силы  $F$  принимается равной величине продольной силы  $N$ , действующей на пирамиду продавливания, за вычетом величины реактивного давления грунта, приложенного к большему основанию пирамиды продавливания (считая до плоскости расположения растянутой арматуры).

Расчет на продавливание центрально-нагруженных прямоугольных, внецентренно нагруженных квадратных и прямоугольных фундаментов (рис. 81) также производится в соответствии с условием (1). При этом рассматривается условие прочности на продавливание только одной наиболее нагруженной грани пирамиды продавливания. [64]

**Лекция 11. Конструкции инженерных сооружений:**  
**Виды инженерных сооружений. Общие понятия о городских пешеходных и транспортных пересечениях в разных уровнях. Надземные и подземные пешеходные внеуличные переходы. Железобетонные конструкции для подземных коммуникаций неглубокого заложения (коллекторы) и для благоустройства городской территории (подпорные стены). Определение нагрузок. Принципы расчета и конструирования элементов.**

### **11.1 Виды инженерных сооружений**

На территориях промышленных и гражданских объектов строительства помимо зданий производственного, жилищного, административного, культурно-бытового назначения размещают инженерные сооружения. Они предназначены обеспечивать транспортные, погрузочно-разные, производственные операции (железнодорожно- и автодорожные эстакады на складах сырья, полуфабрикатов, готовой продукции; крытые и открытые транспортные галереи); перемещение людских потоков и надземные переходы); снабжение объектов электроэнергией (трансформаторные подстанции), (резервуары, водонапорные башни, насосные, градирни), сжатым воздухом (компрессорные установки), теплом (теплоагрегаты), газом (газодувки); сбор и очистку сточных вод (отстойники, фильтры, аэротенки); благоустройство территории (подпорные стенки) и т.д.



*Рис. 82. Транспортная эстакада [41]*

Наиболее сложные инженерные сооружения обычно входят в особые комплексы транспортного, энергетического, гидротехнического и городского строительства.



*Рис. 83. Водонапорная башня Мидранд (Midrand), Южная Африка [42]*

Менее сложные инженерные сооружения включают в состав объектов промышленно-гражданского строительства. Наибольшее значение среди них имеют: резервуары для воды (круглые и прямоугольные в плане) и подобные им емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения, водонапорные башни; силосы (большие емкости для хранения сыпучих материалов); бункера (малые емкости для хранения сыпучих материалов, устройства для погрузочно-разгрузочных операций самотеком); подпорные стены (на складах сырья, для благоустройства территорий); подземные сооружения на производственных площадках (каналы и тоннели для инженерных сетей, сооружения глубокого заложения).





Рис. 84. Водонапорная башня города Хаукилахти (Haukilahti), Финляндия [42]

## 11.2 Общие понятия о городских пешеходных и транспортных пересечениях в разных уровнях

При высокой интенсивности движения пересечения в одном уровне не удовлетворяют требованиям движения, имея недостаточную пропускную способность независимо от типа такого пересечения. При этом возникают очереди и заторы движения, имеет место высокая плотность движения, необходимость маневрирования создает непредвиденные и опасные ситуации. Это приводит к росту количества дорожно-транспортных происшествий, особенно числа происшествий с материальным ущербом.

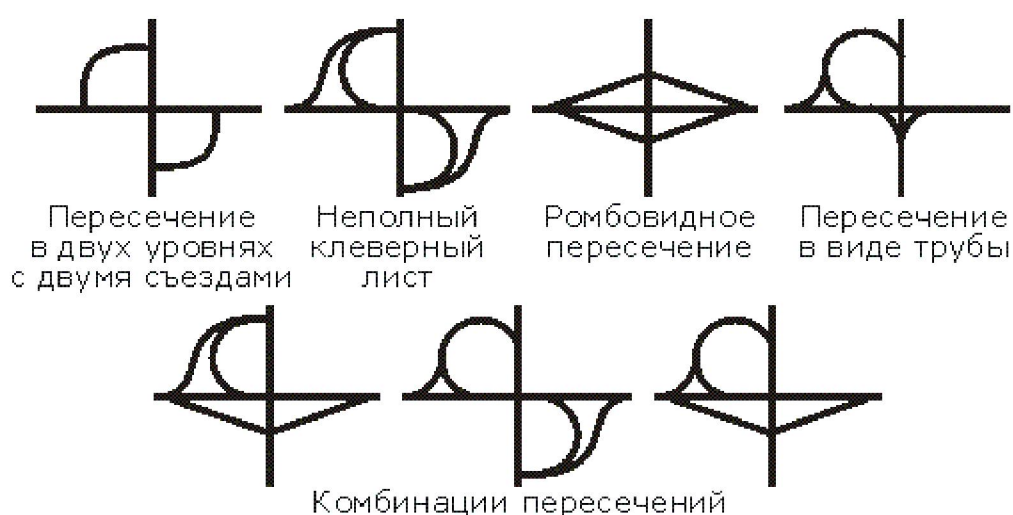


Рис. 85. Типичные планировки пересечений (Источник: Wold, 1995) [43]

Для улучшения условий движения потоков автомобилей и снижения числа конфликтных точек на пересечении строятся пересечения в разных уровнях. Существуют различные схемы пересечений в разных уровнях. На пересечениях в разных уровнях отсутствуют пересечения в одном уровне

разных потоков автомобилей, имеются только маневры слияния, разделения и переплетения потоков автомобилей.



Рис. 86. Транспортная развязка [44]

## 11.3 Надземные и подземные пешеходные внеуличные переходы

### 11.3.1 Надземные пешеходные переходы

Надземный пешеходный переход — внеуличный пешеходный переход, выполненный в форме пешеходного моста и расположенный над проезжей частью либо железнодорожными путями.

Преимущества надземного пешеходного перехода:

- I. большой уровень безопасности (по сравнению с наземным пешеходным переходом);
- II. более низкая стоимость (по сравнению с подземным пешеходным переходом), отсутствие необходимости переноса подземных коммуникаций;
- III. внешний обзор происходящего в переходе, отсутствие необходимости круглосуточного освещения.





Рис. 87. надземный пешеходный переход на пересечении ул. Героглы и ул. Говшудова в г. Ашхабаде, Туркменистан (Пешеходные переходы ЗАО «Институт Гипростроймост Санкт-Петербург»). [45]

Основной недостаток надземного пешеходного перехода — большой перепад высот по сравнению с подземным.



Рис. 88. надземный пешеходный переход под Пискаревским пр. в створе улицы Куракина в Г.Санкт-Петербурге (Пешеходные переходы ЗАО «Институт Гипростроймост Санкт-Петербург»). [45]

### 11.3.2 Подземные пешеходные переходы

Подземный пешеходный переход обычно состоит из собственно тоннеля под проезжей частью или железной дорогой и ведущих к нему ступеней, расположенных на пешеходных дорожках. Часто ступеньки оборудованы наклонными дорожками для спуска велосипедов, детских и инвалидных колясок.

К достоинствам подземного перехода можно отнести его небольшую глубину залегания (где-то 1,5 средних человеческих роста), а также возможность использования подуличного пространства в коммерческих целях. К недостаткам — очень дорогое строительство, так как для строительства чаще всего требуется перекрывать улицу и вести земляные работы, а в ряде случаев — перекладывать инженерные магистрали.



*Рис. 89. Подземный пешеходный переход под проспектом Академика Сахарова в Москве [46]*

Несущие конструкции подземного пешеходного перехода (тоннельная часть, лестничные сходы, пандусы, технические помещения) выполняют из монолитного железобетона, имеющего характеристики по прочности, водонепроницаемости, морозостойкости, коррозионной устойчивости и технологичности изготовления в соответствии с условиями строительства и последующей эксплуатации сооружения. Допускается применение вне проезжей части сборных конструкций из железобетонных элементов индивидуального проектирования и изготовления с обеспечением вышеперечисленных характеристик. См. так же Серия №3.507-1. Сборные



железобетонные конструкции для подземных пешеходных переходов. Выпуск 1. Материалы для проектирования [47]

## 11.4 Железобетонные конструкции для подземных коммуникаций неглубокого заложения (коллекторы) и для благоустройства городской территории (подпорные стены)

### 11.4.1 Коллекторы

Железобетонные коллекторы используются при прокладке коммуникационных инженерных систем. Для этого трубы коллектора закапываются на определенную глубину в землю, стыкуются между собой при помощи технологических пазов, после чего подвергаются гидроизоляционной обработке.

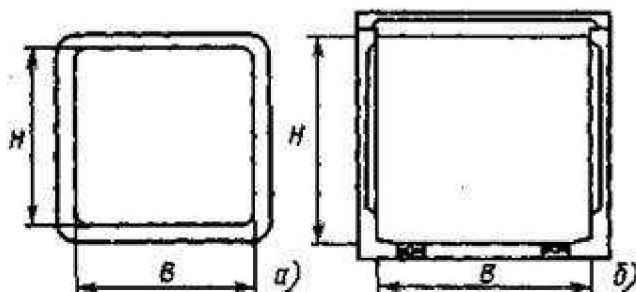


Рис. 90. Габаритные схемы коллекторов (Мосинжпроект): а — из объемных секций; б — из отдельных элементов [48]

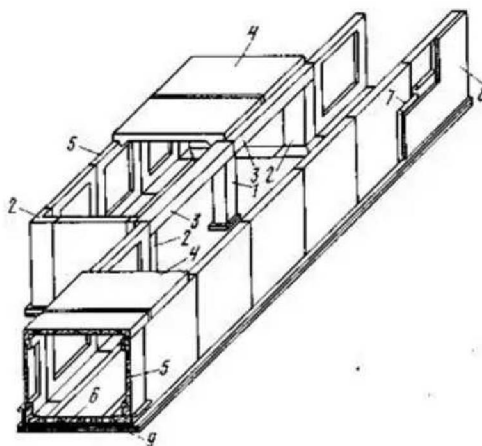


Рис. 91. Камера сборного железобетонного коллектора: 1 — колонна; 2 — угловой блок; 3 — балка перекрытия; 4 — плита перекрытия; 5 — стеновой блок; 6 — блок дна; 7 — гидроизоляция; 8 — защитная стенка; 9 — двухслойная подготовка из щебня и бетона [65]

Наибольшее применение в строительстве туннелей и коллекторов получили конструкции сборных железобетонных коллекторов, разработанные институтом «Мосинжпроект», рабочие чертежи которых приведены в серии

альбомов (РК 1101-70, РК 1102-75). Конструкции вошли в Каталог унифицированных индустриальных изделий и предназначены для сооружения городских и внутриквартальных коллекторов открытым способом.

#### 11.4.2 Подпорные стены

Железобетонные подпорные стены в сравнении с каменными и бетонными значительно экономичнее. Их применяют преимущественно сборными. Различают подпорные стены уголковые, с контрфорсами, анкерные.

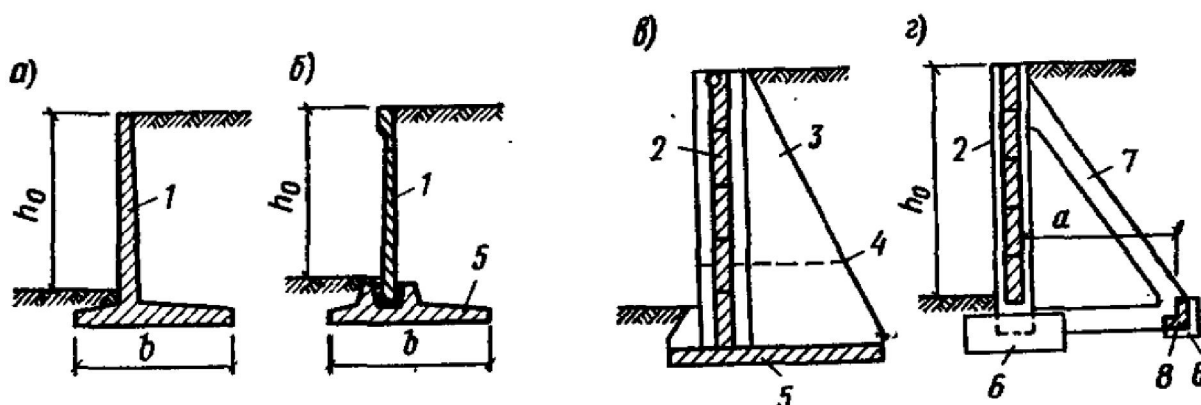


Рис. 92. Конструктивные схемы сборных подпорных стен а- уголковая одноэлементная; б- уголковая двухэлементная; в- с контрфорсами; г- анкерная; 1 -сборные цельные блоки; 2- стеновые плиты; 3- сборный контрфорс; 4 - стык сборных элементов контрфорса; 5- фундаментная плита; 6- опоры рамы; 7- рамы; 8- анкерная балка [1]

Уголковые стены применяют, когда полная высота подпорной стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами или анкерные. Уголковые подпорные стены могут изготавливаться в виде единых блоков длиной 2-3 м (рис. 92, а). Разработаны типовые конструкции сборных уголковых подпорных стен, состоящие из двух элементов: стеновой (лицевой) плиты и фундаментной плиты (рис. 92, б). Предусмотрены высоты подпора грунта  $h$ , равные 1,2; 1,8; 2,4; 3 и 3,6 м. Номинальная длина стеновых плит принята 3 м, фундаментных - 3 и 1,5 м; ширина подошвы принята равной 2,2; 2,5; 3,1 и 3,7 м. Учтена возможность установки фундаментной плиты с наклоном подошвы до  $7^\circ$  для повышения устойчивости подпорной стены против сдвига.

В подпорных стенах других типов (рис. 92, в, г) ограждение образуется из сборных стеновых плит, закладываемых в пазы контрфорсов или рам. Контрфорсы конструируют составными из 2-3 частей. Их устанавливают с шагом 2-3 м на сборные элементы опорной плиты, с которой соединяют, сваривая закладные металлические детали.

Рамы анкерных подпорных стен размещают через 4-5 м одна от другой, опирая их на отдельные фундаменты. Анкерная балка предназначена для удерживания всей конструкции против сдвига под воздействием горизонтального давления грунта. Расстояние  $a$  (см. **рис. 92**, в) принимают равным  $(0,3 \div 0,6) \cdot h_0$  высоты подпора грунта, если грунт имеет угол естественного откоса  $30 \div 45^\circ$ . [1]

## 11.5 Определение нагрузок

### 11.5.1 Нагрузки действующие на коллекторы и подземные пешеходные переходы

**Постоянные нагрузки** - нагрузки от собственного веса коллектора (подземного перехода), нагрузка от дорожной одежды, выравнивающих, изоляционных и защитных слоев, от веса грунтовой засыпки.

Грунт оказывает на конструкции коллектора и подземного перехода вертикальное и горизонтальное давление, которые при открытом способе возведения сооружения возрастают с увеличением глубины по линейному закону.

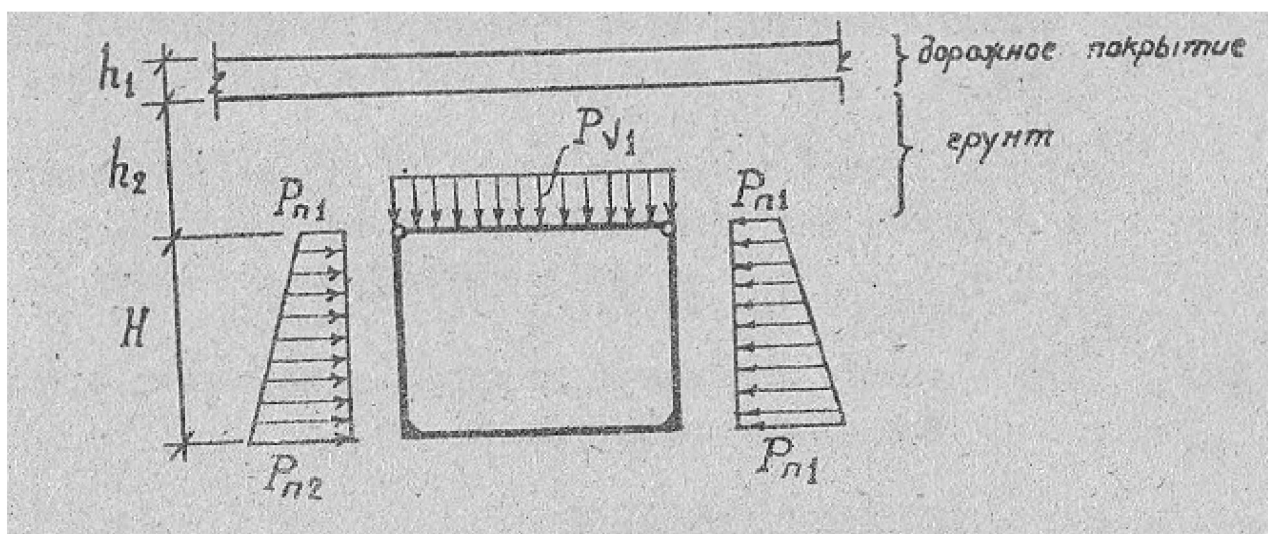


Рис. 93. Конструктивные схемы сборных подпорных стен а- уголкообразная одноэлементная; б- уголкообразная двухэлементная; в- с контрфорсами; г- анкерная; 1 - сборные цельные блоки; 2- стеновые плиты; 3- сборный контрфорс; 4 - стык сборных элементов контрфорса; 5- фундаментная плита; 6- опоры рамы; 7- рамы; 8- анкерная балка [49]

Временные нагрузки – нагрузка от автотранспорта на поверхности земли.

### 11.5.2 Нагрузки на подпорные стенки

Подпорные стенки рассчитывают по первой группе предельных состояний:

- I. расчет прочности грунта основания



- II. расчет устойчивости стенки против опрокидывания
- III. расчет устойчивости стены против сдвига

По второй группе предельных состояний расчет сводится к определению положения равнодействующей  $N_{II}$  в плоскости подошвы фундамента. Эта проверка косвенно контролирует крен стены.

Нагрузки действующие на подпорную стенку – собственный вес конструкций, давление грунта и давление на грунт.

## **Лекция 12. Каменные конструкции: Материалы для каменной кладки. Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии. Расчет несущей способности центрально сжатого элемента.**

### **12.1 Материалы для каменной кладки**

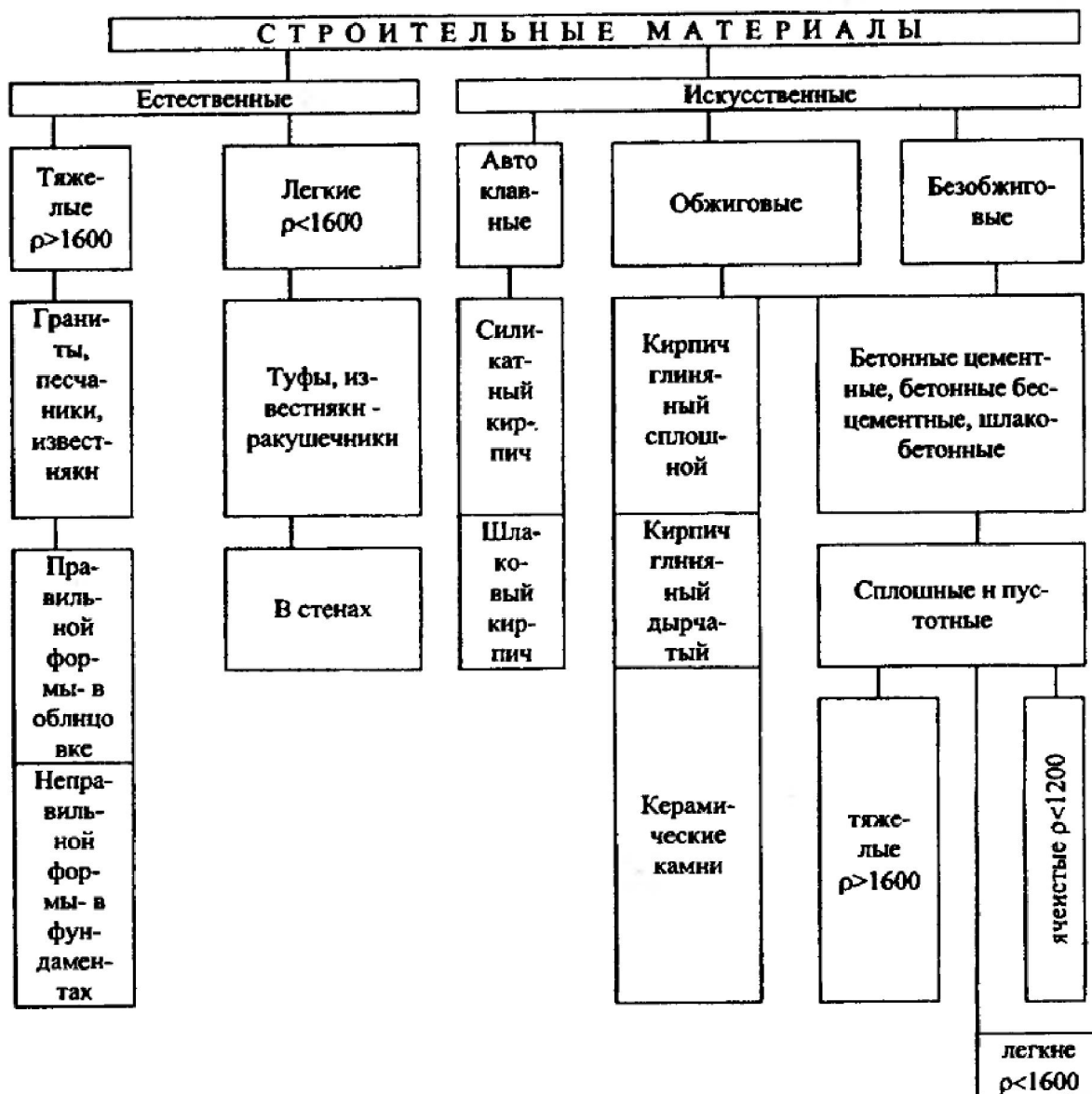
Материалы для каменной кладки бывают естественные и искусственные, имеют различные размеры (см. схему классификации «Строительные материалы» ниже)[50].

К каменным материалам применяемым для кладки наружных стен и фундаментов предъявляются требования прочности, морозостойкости, водостойкости, плотности, проценту пустотности, форме, размерам, внешнему виду (для фасадных поверхностей).

Кирпич применяемый для кладки бывает трех видов:

- I. керамический (глиняный) одинарный и утолщенный полнотелый пластического прессования с размерами в плане  $250 \times 120$  ( $288 \times 138$ ) мм, толщиной 65 и 88 мм.
- II. Силикатный одинарный и утолщенный (рядовой, лицевой, декоративный)
- III. Легковесный (включает разные сорта кирпича малой плотности)





## 12.2 Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии.

Проведенными экспериментальными исследованиями с различными видами кладок установлено, что в зависимости от величины действующих напряжений при сжатии работу кладки можно подразделить на четыре характерные стадии:

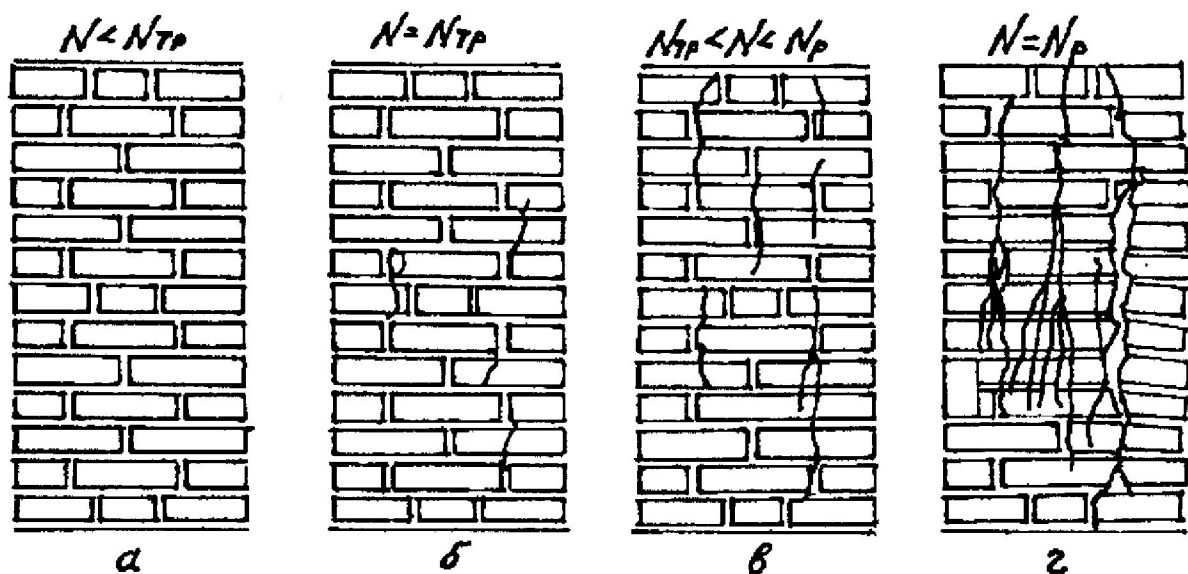


Рис. 94. Стадии работы кладки при сжатии: а- первая, б- вторая, в- третья, г- четвертая (разрушение кладки). [50]

Величина нагрузки, при которой появляются первые трещины, зависит от механических свойств кирпича, конструкции кладки и деформативных свойств раствора. Последние зависят от вида раствора и его возраста (т.е. возраста кладки). Цементные растворы наиболее жесткие; известковые, наоборот, наиболее деформативны. С увеличением возраста деформативность растворов снижается. Чем меньше деформативность раствора, тем более хрупкой оказывается кладка

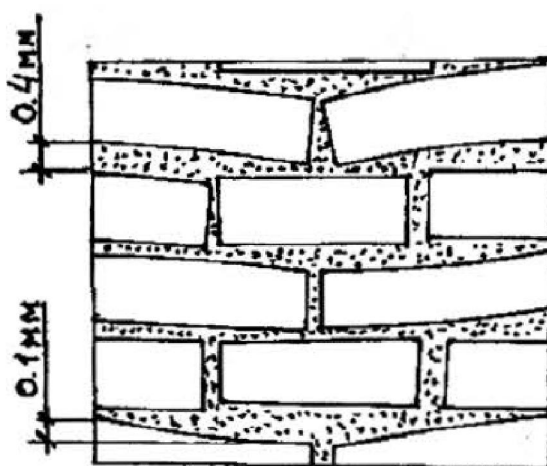


Рис. 95. Деформации изгиба отдельных кирпичей [50]

При увеличении нагрузки после появления первых трещин происходит как их развитие, так и возникновение и развитие новых трещин которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении и постепенно расслаивая ее на отдельные ветви,

каждая из которых оказывается в условиях внецентренного нагружения (третья стадия работы кладки).

При длительном действии этой нагрузки, даже без 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 кладки.

Четвертая стадия наблюдается в лабораторных условиях при быстром нарастании деформаций. В естественных условиях третья стадия является началом окончательного разрушения кладки, поскольку возникшие в этой стадии сквозные трещины не стабилизируются, а продолжают развиваться и увеличиваться без увеличения нагрузки. Поэтому действительная разрушающая нагрузка составляет 80-90% от экспериментальной разрушающей нагрузки. Многочисленные эксперименты позволили раскрыть причины возникновения первых трещин в кладке из кирпича. Установлено, что возникновение первых трещин в кладке вызывается напряжениями изгиба и среза отдельных кирпичей, в то время как напряжения сжатия составляют 15-25% от предела прочности кирпича на сжатие. Деформации изгиба отдельных кирпичей достигают значительных величин - 0,1 ... 0,4 мм., которые при учете хрупкости кирпича являются чрезмерными.

Причиной изгиба и среза кирпича в кладке при сжатии является неравномерная плотность раствора в швах.

Последовательность разрушения кладки, выполненной из камней других видов, в общем такая же, как и при разрушении кирпичной кладки. Разница заключается в том, что с увеличением высоты камня увеличивается хрупкость кладки, и момент появления в ней первых трещин приближается к моменту разрушения.

В бутовой кладке появление первых трещин возможно как в камнях, так и в растворных швах.

### **12.3 Расчет несущей способности центрально сжатого элемента.**

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производится по формуле:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A \quad (1)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила,  $R$  — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по СП 15.13330.2012,  $\varphi$  — коэффициент

продольного изгиба определяется в соответствии с СП 15.13330.2012,  $A$  – площадь сечения элемента;  $m_g$  – коэффициент, который определяется в соответствии с указаниями СП 15.13330.2012.

Расчет (подбор сечения) центрально сжатого элемента (столба) по формуле (1) осуществляется методом последовательного приближения и заключается в следующем :

а) определяются нагрузки для рассчитываемого столба  $N$  и  $N_g$  (на уровне того или иного этажа), вычисляя их как сумму нагрузок от всех этажей, лежащих выше расчетного сечения столба с приближенным учетом собственной массы столба как нагрузки, составляющей 5 ... 10% от расчетной.

б) выбирается материал кладки (вид и марка камней и вид и марка раствора) и оценивается ее расчетное сопротивление  $R$ .

в) задается некое значение  $\varphi$ , по которому принимаются соответствующие значения  $\lambda_h$  ( $\lambda_i$ ).

г) по найденной гибкости  $\lambda_h$  ( $\lambda_i$ ) определяется коэффициент  $\eta$  из СП 15.13330.2012.

д) используя предварительно собранные на столб нагрузки  $N$  и  $N_g$ , по формуле СП 15.13330.2012 определяется коэффициент  $m_g$ .

е) по формуле (1) вычисляется площадь поперечного сечения столба

$$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R} \quad (2)$$

отвечающая при заданной нагрузке материалу кладки и принятому коэффициенту  $\varphi$ .

ж) значение  $A$  из формулы (2) выражаем через конкретные размеры поперечного сечения столба  $h \times b = A$ , если столб прямоугольный, или  $h \times h = A$ , если столб квадратный, округляя их до величин, кратных (с учетом толщины швов кладки) размерам кирпича (камня) в плане.

з) по принятым геометрическим размерам поперечного сечения столба, упругой характеристике кладке  $\alpha$  и расчетной высоте столба вычисляется его гибкость  $\lambda_h$  ( $\lambda_i$ ).

и) из таблиц СП 15.13330.2012 находим коэффициенты  $\varphi$  и  $\eta$ , соответствующие  $\lambda_h$  ( $\lambda_i$ ) по п . з) и определяем коэффициент  $m_g$ .



к) полученные значения  $\varphi$  и  $m_g$ , точнее произведение этих коэффициентов  $(\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}$ , сравниваем с исходным. Если полученное произведение  $(\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}$  отличается от исходного  $(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}$  более чем на 5%, т.е. имеет место неравенство:

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}} - (\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}}{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}} \cdot 100\% > 5\% \quad (3)$$

то расчет следует повторить, приняв полученные значения  $\varphi$  и  $m_g$ , за исходные.

Расчет считается законченным при удовлетворении неравенства

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}} - (\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}}{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}} \cdot 100\% \leq 5\% \quad (4)$$

Окончательные размеры поперечного сечения столба соответствуют последнему значению  $(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}$  в изложенном процессе последовательного приближения.

Процесс последовательного приближения удобнее начинать с  $\varphi = 1,0$ .