

**В.В. Свистунов, А.К. Ломунов**

Министерство образования и науки РФ  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
(ННГАСУ)

---

---

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

**В.В. Свистунов, А.К. Ломунов**

**Основы сопротивления железобетона**

**Основы сопротивления железобетона**

**Учебное пособие**

Курс лекций по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»

Утверждено редакционно-издательским советом университета  
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород, 2012

Нижний Новгород  
ННГАСУ  
2012

Свистунов В.В., Ломунов А.К. Основы сопротивления железобетона. Курс лекций по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»: Учебное пособие. – Н.Новгород: Нижегород. гос. архит.-строит. ун-т. – 2012. – 83 с.

В пособии описаны физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона, а также экспериментальные основы теории сопротивления железобетона. Пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлению «Строительство» очной и заочной форм обучения, при подготовке к дисциплинарным испытаниям по курсу «Железобетонные и каменные конструкции».

### **Сущность и идея железобетона**

Многокомпонентные материалы за счёт чередования разных веществ могут приобретать свойства, которыми компоненты по отдельности не обладают. Чаще всего композит включает пластичную основу, армированную прочным наполнителем. Самый распространенным из таких композитов – железобетон, запатентованный полтора века назад, - совершил революцию в строительстве, позволив возводить небоскрёбы, огромные заводские цеха, мосты и гигантские плотины.

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стали (отдельных стержней или арматурных изделий: сеток, каркасов), которые под нагрузкой работают совместно как единое целое.

Известно, что бетон, обладая высокой прочностью на сжатие, в 10...20 раз хуже сопротивляется растяжению, что практически не позволяет использовать его как конструктивный материал для растянутых и изгибаемых элементов несущих конструкций.

$$R_b^{расм} = (0,05 - 0,1) \cdot R_b^{сжат}$$

Сталь же хорошо работает как на сжатие, так и на растяжение.

Основная идея образования железобетона состоит в том, чтобы в железобетонных конструкциях использовать бетон преимущественно в работе на сжатие, а арматуру — на растяжение. Этим неограниченно расширяют область применения бетона как конструктивного строительного материала. Идею железобетона можно достаточно хорошо проиллюстрировать следующим примером.

Бетонная балка (без арматуры), лежащая на двух опорах и подверженная поперечному изгибу, испытывает растяжение продольных волокон в зоне, находящейся ниже нейтрального слоя (рис.1,а). Такая балка обладает малой несущей способностью вследствие слабого сопротивления бетона растяжению. Она разрушается внезапно (хрупко) при возникновении первой же трещины в бетоне растянутой зоны при  $\sigma_{ult} = \sigma_{crc}$  ( $\sigma_{ult}$  - предельные напряжения;  $\sigma_{crc}$  - напряжения, при котором образуются трещины). Прочность бетона на сжатие в момент, предшествующий разрушению, в бетонной балке полностью не используется (напряжения в нормальных сечениях в сжатой зоне в этот момент едва достигают 5...10% от прочности бетона на сжатие).

Такая же балка (рис.1,б), снабженная небольшим по площади коли-

чеством продольной арматуры по сравнению с площадью поперечного сечения балки, размещенной в растянутой зоне, может иметь несущую способность до 20 раз превосходящую несущую способность бетонной балки. Характер разрушения балки при не слишком большом насыщении её сечений арматурой плавный, постепенный (пластичный). В такой конструкции может быть полностью использована прочность бетона в работе на сжатие, а арматуры — на растяжение. Арматуру также можно использовать для усиления бетона в сжатой зоне.

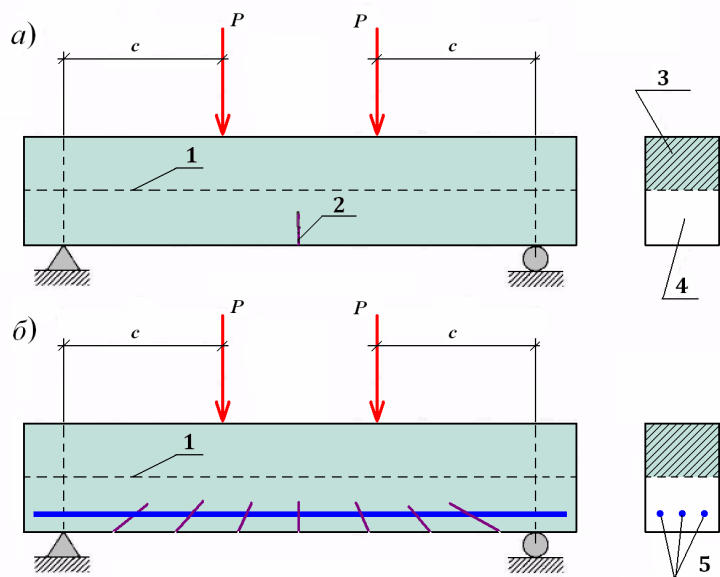


Рис.1. Схемы разрушения балок: а) - бетонная балка; б) - железобетонная балка; 1 - нейтральная ось; 2 - трещины; 3 - сжатая зона; 4 - растянутая зона; 5 - стальные стержни (арматура)

Совместная работа бетона и арматуры обеспечивается следующими факторами:

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

### Достоинства железобетона:

- долговечность;
- огнестойкость: стальные конструкции начинают деформироваться при температуре  $t^0 = 550-600^0\text{C}$ , в железобетонных конструкциях при наружной температуре  $t^0 = 1000^0\text{C}$  слой бетона толщиной 2,5 см обеспечивает защиту стали в течение 1-го часа, а толщиной 5 см – в течении 2-х часов;
- экономия стали примерно в 2,5-3,5 раза по сравнению со стальными конструкциями;
- высокая способность сопротивляться статическим и динамическим нагрузкам;
- высокая прочность, жёсткость, монолитность, сейсмостойкость;
- возможность выполнения конструкций любой формы;
- незначительные эксплуатационные расходы на содержание зданий и сооружений (по сравнению с металлическими и деревянными конструкциями);
- хорошая сопротивляемость атмосферным воздействиям;
- широкая распространенность крупного и мелкого заполнителей, необходимых для приготовления бетона;
- высокая гигиеничность, способность задерживать радиоактивные излучения.

Все эти факторы делают железобетон доступным к применению практически на всей территории страны. Затраты электроэнергии на производство железобетонных конструкций значительно ниже по сравнению со стальными и каменными конструкциями.

### Недостатки железобетона:

- большая плотность ( $2500 \text{ кг/м}^3$ ) и массивность конструкций;
- трудность выполнения монолитных и сборно-монолитных конструкций в зимнее время;
- высокая трудоёмкость выполнения конструкций, требующая большого количества квалифицированной рабочей силы;
- необходимость выдержки конструкции в опалубке до приобретения бетоном требуемой прочности, высокие расходы на неё (до 30% стоимости от конструкции);
- трудоёмкость проверки уложенной арматуры в выполненных конструкциях;
- трудность переделок, ремонта и усиления конструкций;

- наличие трещин в растянутых зонах бетона от силовых воздействий, а также вследствие усадки;
- высокая звуко- и теплопроводность (для тяжелого бетона).

### **Область применения железобетона**

Железобетон применяют в самых разнообразных отраслях строительства, находя в каждой из них подходящие области применения. Из железобетона проектируют и строят многие здания и сооружения промышленного, гражданского и транспортного назначения:

- промышленные одно- и многоэтажные здания;
- жилые дома, гражданские и общественные здания различного назначения;
- сельскохозяйственные постройки;
- различные инженерные сооружения: мосты, теплотрассы, тоннели, эстакады, метрополитены, дымовые трубы, телевизионные и водонапорные башни, резервуары, силосы, водопропускные трубы, каналы, плотины, покрытия дорог и аэродромов и т.д.

Стоит также иметь в виду, что из железобетона выполняют многие конструкции, в которых большая масса не является недостатком, например, в гидротехнических сооружениях (бетонные плотины, стенки шлюзов), подпорных стенках, фундаментах.

### **Краткие исторические сведения**

Возникновение и развитие железобетона и конструкций из него неразрывно связаны с развитием производительных сил и по времени совпадает со скачкообразным ростом промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX века. Технические возможности для появления железобетона к тому времени уже имелись – цементная промышленность и чёрная металлургия были для этого достаточно развиты.

Открытие железобетона обычно приписывают парижскому садовнику Жозефу Монье, который с 1861 г. делал из цементного раствора кадки для цветов, вводя для прочности в их тело остов из железной проволоки. В действительности же подобного рода сооружения применялись в единичных случаях уже раньше, но способ армирования бетона был забыт, как не имеющий технического значения. Так, например, Ж. Ламбо в 1849 г. построил из армированного железом цементного раствора лодку, которую демонстрировали в 1855 г. на всемирной выставке в Париже. В 1854 г. штукатур из Ньюкасла В. Уилкинсон получил патент на конструкцию огнестойкого перекрытия, состоящего из железных по-

лос, укладываемых через 50 см и заливаемых бетоном. В 1861 г. французский инженер Ф. Куанье разработал проекты армированных балок, сводов, труб и т.п. и экспонировал их, наряду с изделиями Монье, на всемирной выставке в 1867 г.

В том же году Монье получил свой первый патент на производство армированных сосудов; за ним последовали и другие патенты: на балки, баки т.д. Однако, идеи Монье, Ламбо и др. получили применение лишь в ограниченной области производства, в деле же строительства они остались почти без внимания. Только в руках инженеров это открытие приобрело цену и значение.

В 1884 г. патенты Монье были куплены фирмой Фрейтаг и Гейдшук в Нейштадте и фирмой Мантенштейн и Жоссо в Оффенбахе, а в следующем году инженером Г.А. Вайсом из Вены.

Организованные Вайсом и Баушингером научные опыты доказали высокое значение соединения столь отличных строительных материалов, как бетон и железо. Были получены характеристики прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, данные о совместной работе железа и бетона за счёт сил сцепления, о сохранности стали в бетоне и др. На основании этих опытов Кёнен (Германия) в 1886 г. дал первый метод расчёта железобетонных конструкций. В дальнейшем благодаря работам исследователей и инженеров Консидера, Геннебика (Франция), Кёнена, Мёрша, Баха, Графа (Германия) и др. к концу XIX века сложилась в общих чертах теория расчёта железобетона по допускаемым напряжениям, основанная на методах сопротивления упругих материалов. На всемирной выставке 1900 г. в Париже железобетон был официально признан надёжным строительным материалом и его применение приняло в Европе и Америке громадный размах.

В России железобетон развивался под влиянием зарубежного опыта и отечественной практики. Впервые он был применён инженером Д.Ф.Жаренцевым при строительстве стен зданий в г. Батуми. Большое значение для популяризации этого строительного материала в России имели публичные испытания железобетонных плит, труб, сводов, резервуаров и др., организованные профессором Института инженеров путей сообщения Н.А.Белелюбским в Петербурге в 1891 г. Распространению железобетона в России способствовали русские учёные и инженеры А.Ф.Лолейт, И.С.Подольский, Г.П.Передерий, В.П.Некрасов, Н.И.Мологилев, С.И.Дружинин, Г.Г.Кривошеин и др.

Начатое в 20-х годах XX века производство высокопрочных бетонов и сталей позволило Эжену Фрейссине (Франция) осуществить на практике идею создания предварительно напряжённых железобетонных

конструкций, которые обладают повышенными трещиностойкостью и жёсткостью.

В связи с большим объёмом строительства в СССР в 20-30 гг. и задачами экономии металла железобетон занимает доминирующее положение в промышленном строительстве. Создаются проектные организации всесоюзного значения для разработки проектов крупных промышленных предприятий, а также научно-исследовательские лаборатории по строительству, которые ведут широкие исследования в области железобетона, - ЦНИПС, позже НИИЖБ, ЦНИИСК, ЦНИИС МПС и др.

По результатам проведенных в них исследований всё очевидней становятся недостатки расчёта железобетона как упругого материала по условным допускаемым напряжениям. В 1931 г. проф. А.Ф.Лолейт предложил новый метод расчёта железобетона по разрушающим усилиям, основные принципы которого изложил в докладе на конференции в Ленинграде в 1932 г. Для проверки новой теории в ЦНИИП под руководством профессора А.А.Гвоздева были проведены обширные экспериментальные и теоретические исследования, которые подтвердили теорию А.Ф. Лолейта и позволили создать принципиально новую теорию расчёта и армирования железобетонных конструкций. С 1938 г. в СССР расчёт железобетонных элементов по стадии разрушения был введён в нормы.

В развитии железобетонного строительства в нашей стране большую роль сыграли научно-исследовательские работы учёных А.А. Гвоздева, П.Л. Пастернака, В.М. Келдыша, В.В. Михайлова, В.И.Мурашова, О.А. Берга, С.А. Дмитриева, А.П. Коровкина и др.

После Великой Отечественной войны железобетон становится основой не только промышленного и гидротехнического строительства, но и жилищного, городского, транспортного, дорожного, сельскохозяйственного. Применение сборного железобетона совершило переворот в строительстве – возникла заводская технология изготовления железобетонных конструкций, повысилась прочность применяемых материалов, создан парк новых механизированных средств монтажа.

Дальнейшим развитием в области теории железобетона стал созданный в нашей стране в 1955 г. и применяемый по настоящее время единый метод расчёта 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. В

этом методе учтены исследования по работе железобетонных конструкций, выполненные под руководством А.А.Гвоздева, С.М.Крылова, И.И.Улицкого, С.В.Александровского, В.И.Мурашова, А.Ф.Миловидова и др.

Уточнённые в последние десятилетия положения метода расчёта по предельным состояниям положены в основу главы СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». В Нормативах обобщены результаты исследований (кроме отмеченных выше) К.В.Михайлова, Н.М.Мулина, С.А.Дмитриева, А.П.Васильева, Г.И.Бердичевского, А.С.Залесова, Н.И.Карпенко, Г.К.Хайдукова, Ю.П.Гущи, С.А.Миронова, В.М.Москвина и многих других учёных.

### **Фибробетон**

Расширение областей и объёмов применения бетона в строительстве, ужесточение условий эксплуатации бетонных конструкций требует постоянного совершенствования прочности бетона, трещиностойкости, его сопротивления ударным и динамическим воздействиям, абразивному износу и т.д. В настоящее время всё более широкое применение находят методы значительного повышения рабочих характеристик и эксплуатационного ресурса бетонных конструкций за счет применения фибробетона.

Перспективный материал фибробетон — разновидность мелкозернистого цементного бетона, в котором в качестве армирующего материала достаточно равномерно распределены обрезки фибры или фиброволокна. Под собирательным названием «фибра» подразумеваются волокна из металла, отрезки тонкой стальной проволоки, отходы гвоздевого производства и др., а также из стекла, полимеров (главным образом пропилен). Фибра добавляется в бетон на стадии его производства, выполняя функцию армирующего компонента, и способствует улучшению качества бетона, повышая его трещиностойкость, деформативность, водонепроницаемость и морозостойчивость.

Существенный недостаток обычного бетона — низкая прочность на растяжение и изгиб. В фибробетоне же растягивающее напряжение принимают на себя волокна фибры. Металлическая фибра улучшает механические характеристики бетона после набора им прочности, т.е. выполняет силовые функции. Армирование бетона такой фиброй способствует увеличению его прочностных характеристик: предел прочности при растяжении увеличивается в 2,5 раза, при изгибе в 3,5 раза и при сжатии в 1,5 раза. Фиброволокно обладает отличной гидратацией, контролируя равномерное распределение воды в структуре бетона. Та-

ким образом, внутренние нагрузки снижаются, и, как следствие, трещиностойкость бетона возрастает в 2 раза, вязкость при достижении предела прочности – в 20 раз, сопротивление истираемости – в 2 раза, а ударная прочность — в 12 раз! Значительно повышается деформативность, морозостойкость, термостойкость, водонепроницаемость и коррозионностойкость бетонных конструкций.

Изделия из фибробетона можно изготавливать без традиционного армирования сетками и каркасами, что упрощает технологию изготовления изделия и снижает ее трудоемкость.

Фиброволокно устойчиво к щелочам и большинству химических веществ, что делает его материалом, хорошо переносящим химическую агрессию. Кроме того, бетон, армированный строительным волокном, содержит гораздо меньшее количество водных каналов и капилляров, чем обычный бетон, что обуславливает его устойчивость к воздействию низких температур.

Область применения фибробетона весьма широка. Бетон, армированный стальной фиброй, идеален для заливки промышленных полов, облицовки тоннелей, строительства резервуаров большого размера. Из сталефибробетона можно отливать прочные шпалы, фундаменты под оборудование ударного и динамического действия, монолитные и сборные покрытия дорог, настилы мостов, берегозащитные элементы. Плиты из фибробетона хорошо зарекомендовали себя в дорожном строительстве. Так, их применение в качестве несъемной опалубки при сооружении мостов позволяет значительно ускорить и упростить процедуру заливки конструкций. При этом благодаря своей отличной совместимости с бетоном она является составной частью монолитной бетонной конструкции.

В домостроении фибробетон может с успехом заменять привычный бетон, а также использоваться там, где последний по своим прочностным характеристикам не удовлетворяет решению поставленных задач.

Благодаря звукоотражающим свойствам и высокой прочности *стеклофибробетон* незаменим при устройстве шумозащитных экранов вдоль оживленных автомагистралей и железнодорожных путей, предназначенных для высокоскоростного движения поездов. Высокая степень прочности к воздействию химических веществ дает возможность использовать этот материал при сооружении канализационных коллекторов, водоотводных лотков и гидроизоляционных покрытий.

## А. Основные физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона

### 1. Бетон для железобетонных конструкций

#### 1.1. Состав бетона

В состав бетона входят следующие компоненты:

$$\text{Бетон} = \text{Ц} + \text{В} + \text{M}_3 + \text{K}_{\text{пз}} + (\text{Д}),$$

где **Ц** – цемент: портландцемент, глиноземистый, шлако- портландцемент, пуццолановый портландцемент и др.; **В** – вода, не содержащая пленки нефтепродуктов, жиров и масел, с содержанием ионов  $\text{SO}_4^{2-}$  600-2700 мг/л, ионов  $\text{Cl}^{-1}$  350-1200 мг/л, растворимых солей 2000-5000 мг/л, взвешенных частиц 200 мг/л. Не рекомендуется применять морскую и болотную воду; **M<sub>3</sub>** – мелкий заполнитель: природный кварцевый песок с модулем крупности 1,5-2,5 (крупный, средний, мелкий пески), шлак, ракушечник и др.; **K<sub>пз</sub>** – крупный заполнитель: щебень, гравий, перлит, пемза, ракушечник, керамзит, шлак и др.; **Д** – добавки: пластификаторы для повышения удобоукладываемости бетонной смеси, химические добавки для улучшения свойств бетонов.

#### 1.2. Классификация бетонов

##### 1. по структуре:

- плотной структуры, когда пространство между зернами заполнителя полностью занято затвердевшим вяжущим;
- крупнопористой структуры;
- поризованной структуры, т.е. с заполнителями и искусственной пористостью затвердевшего вяжущего;
- ячеистой структуры с искусственно созданными замкнутыми порами.

##### 2. по средней плотности (по объёмной массе):

- особо тяжёлый плотностью свыше 2500 кг/м<sup>3</sup>;
- тяжёлый плотностью 2200-2500 кг/м<sup>3</sup>;
- облегчённые плотностью 1800-2200 кг/м<sup>3</sup>;
- лёгкие плотностью 500-1800 кг/м<sup>3</sup>.

##### 3. по виду заполнителя:

- на плотных заполнителях (щебень, гравий);
- на пористых заполнителях (перлит, керамзит, ракушечник);

– на специальных заполнителях, которые удовлетворяют требованиям биологической защите, жаростойкости и др.

#### 4. по зерновому составу:

- крупнозернистые с крупным и мелким заполнителями;
- мелкозернистые с мелким заполнителем.

#### 5. по условиям твердения:

- естественного твердения при естественной температуре и влажности;
- искусственного твердения при тепловой или автоклавной обработке.

### 1.3. Прочность бетона

Исследования показали, что теории прочности, предложенные для других материалов, к бетону не применимы. Поэтому количественная оценка прочности бетона в настоящее время основывается на осреднённых опытных данных, которые принимаются в качестве исходных при проектировании любых бетонных и железобетонных конструкций.

Отсутствие закономерности в расположении отдельных частиц, составляющих бетон, приводит к тому, что при испытании образцов, изготовленных из одной и той же бетонной смеси, получают различные показатели временного сопротивления — разброс прочности.

Необходимо также помнить, что механические свойства цементного камня и заполнителей существенно отличаются друг от друга; к тому же структура бетона изобилует дефектами, которыми, помимо пор, являются пустоты около зёрен заполнителя, возникающие при твердении бетона.

Вокруг пор и пустот в бетоне, подвергнутом сжатию, наблюдается концентрация сжимающих и растягивающих напряжений, последние действуют по площадкам, параллельным сжимающей силе (рис.2,а). Так как в бетоне пор и пустот много, то растягивающие напряжения у одного отверстия накладываются на соседние. В результате в бетонном образце, подвергнутом сжатию, возникают продольные сжимающие и поперечные растягивающие напряжения. Разрушение сжимаемого образца происходит вследствие разрыва бетона в поперечном направлении (рис.2,б).

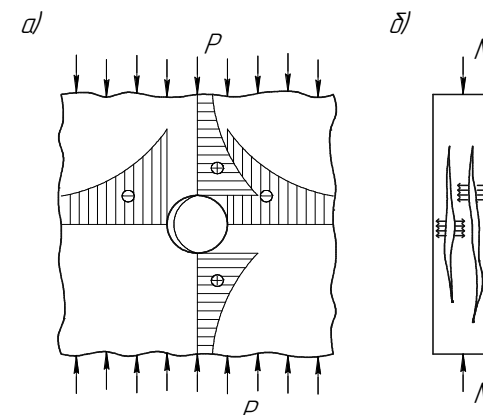


Рис. 2. Схема напряжённого состояния бетонного образца при сжатии:  
а – концентрация напряжений у микропор и полостей;  
б – трещины разрыва бетона в поперечном направлении.

Прочность бетона зависит от ряда факторов, основными из которых являются:

#### 1) Факторы, связанные с составом бетона и условиями его приготовления:

- *зерновой состав* – его подбирают так, что бы объём пустот в бетоне был минимальным;

- *прочность заполнителей и характер их поверхностей* – чем прочнее заполнители, тем прочнее бетон, шероховатая и угловатая поверхность щебня повышает сцепление с цементным камнем и повышает прочность бетона по сравнению с бетоном на гравии, чистая поверхность заполнителей увеличивает прочность бетона вследствие повышения его сцепления с цементным камнем;

- *марка цемента и его количество* – чем больше цемента (до разумных пределов) и чем выше его прочность, тем прочнее бетон;

- *высококачественное уплотнение бетонной смеси* при формировании повышает плотность бетона, что, в свою очередь, повышает его прочность;

- *количество воды* – для гидратации цемента необходимо, что бы водоцементное отношение  $V/C = 0,15 - 0,2$ ; для создания же подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси  $V/C$  повышают до величины  $0,35 - 0,7$ . Химически не связанная вода, испаряясь, образует поры, объём которых составляет  $25 - 40\%$  от объёма бетона. С уменьшением  $V/C$  пористость бетона уменьшается, плотность его и, следовательно, прочность увеличиваются.

## 2) Факторы, связанные с продолжительностью и условиями твердения:

- *время твердения* – прочность бетона нарастает в течение длительного времени, но наиболее интенсивно растёт в начальный период, который для бетона, приготовленного на портландцементе, составляет 28 суток, а для бетонов, приготовленных на пуццолановом и шлаковом портландцементе, - 90 суток. Но и в последующем при благоприятных условиях твердения прочность бетона может нарастать годами (рис. 3);

- *температура и влажность среды* – процесс твердения значительно ускоряется при повышении температуры и влажности окружающей бетон среды. Железобетонные конструкции на заводах подвергают тепловой ( $t^0 = 70^0 - 80^0\text{C}$ ,  $W=100\%$ ,  $p = p_{\text{атм}}$ ) или автоклавной ( $t^0 = 150^0-170^0\text{C}$ ,  $W=100\%$ ,  $p > p_{\text{атм}}$ ) обработке паром. Это позволяет за 1 сутки получить около 70% проектной прочности бетона. При отрицательной температуре и сухом воздухе твердение бетона резко замедляется или прекращается (рис. 3).

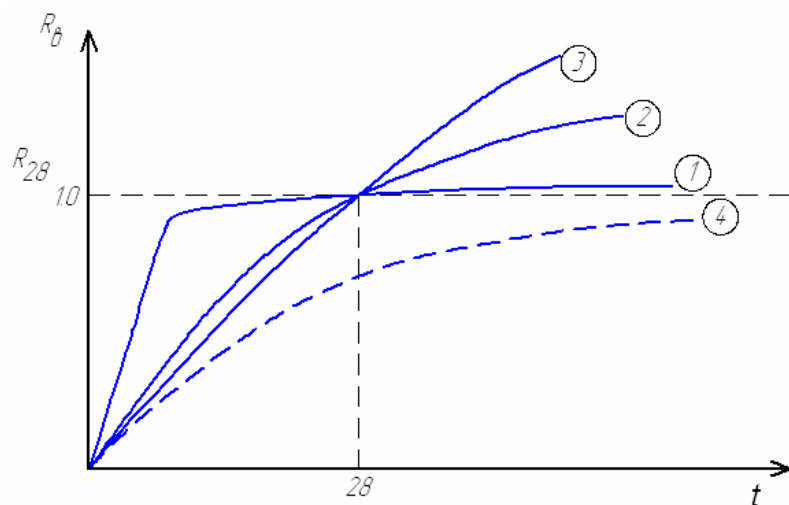


Рис. 3. Нарастание прочности бетона во времени:

1 – глинозёмистый цемент; 2 – портландцемент; 3 – пуццолановый цемент, шлакопортландцемент; 4 – твердение в сухой среде

## 3) Факторы, связанные с формой, размерами образца и условиями нагружения

Прочность бетона определяют по его сопротивлению различным силовым воздействиям — сжатию, растяжению, срезу, смятию. Один и тот же бетон имеет разное временное сопротивление при различных силовых воздействиях, поэтому различают разные прочности бетона.

### *Прочность бетона на осевое сжатие*

Прочность бетона на сжатие считают основной его характеристикой. В лабораторных условиях её может определить на образцах в форме кубов, призм или цилиндров.

### *Кубиковая прочность бетона (R)*

При осевом сжатии кубы (как и другие сжатые образцы) разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Наклон трещин обусловлен влиянием сил трения, которые развиваются на контактных поверхностях между подушками прессы и опорными гранями куба (рис.4,а). Силы трения, направленные внутрь, препятствуют свободным поперечным деформациям бетона вблизи опорных поверхностей и тем самым повышают его прочность на сжатие (создаётся эффект обоймы). Удерживающее влияние сил трения по мере удаления от торцевых граней куба уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму двух усеченных пирамид, сомкнутых малыми основаниями. Если при осевом сжатии куба удаётся устранить или значительно уменьшить влияние сил опорного трения (с помощью смазки контактных поверхностей, например, парафином или используя различные антифризные прокладки), то характер его разрушения и прочность изменяются (рис.4,б).

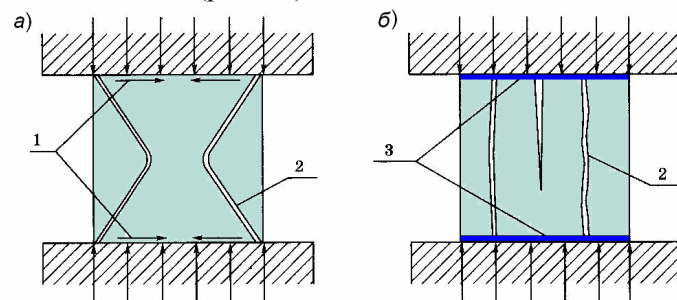


Рис. 4. Характер разрушения бетонных кубов:

а — при наличии трения по опорным плоскостям; б — при отсутствии трения; 1 — силы трения; 2 — трещины; 3 — смазка



В этом случае поперечные деформации проявляются свободно и трещины разрыва становятся вертикальными, параллельными действию сжимающей силы, а временное сопротивление бетона сжатию существенно уменьшается. Согласно стандарту кубы испытывают без смазки контактных поверхностей и при отсутствии прокладок.

Опытами установлено, что прочность бетона одного и того же состава зависит от размеров куба. За стандартные (эталонные) лабораторные образцы принимают кубы с ребром 150 мм. При использовании кубов иных размеров результаты их испытаний с помощью поправочных масштабных коэффициентов приводят к результатам испытаний эталонных кубов:

$$R = \alpha \frac{P}{A},$$

где  $\alpha=0,91$  для кубов с ребром 10 см;  $\alpha=1,00$  для кубов с ребром 15 см;  $\alpha=1,05$  для кубов с ребром 20 см;  $P$  – разрушающая нагрузка;  $A$  – площадь сечения куба.

#### Призменная прочность бетона ( $R_b$ )

Реальные железобетонные конструкции по своей форме и размерам существенно отличаются от лабораторных кубов. В них чаще всего один размер превышает два других (например, пролёт — ширину и высоту изгибаемого элемента; высота сжатого элемента — размеры его поперечного сечения).

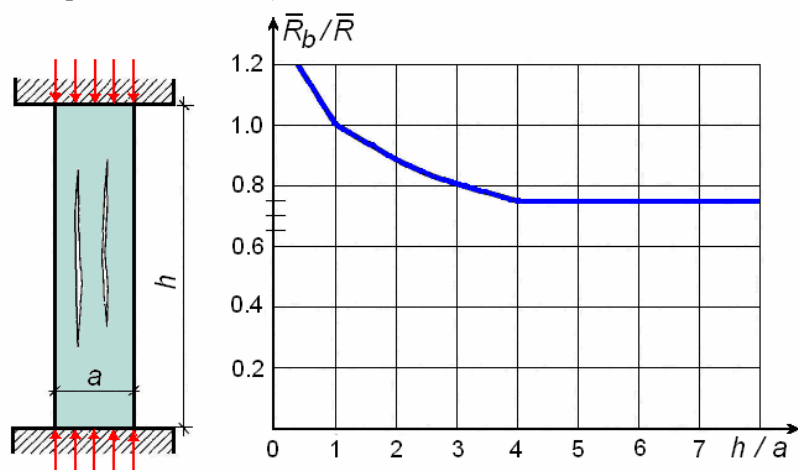


Рис. 5. График зависимости призменной прочности бетона от отношения размеров испытываемого образца

В связи с тем, что при испытаниях бетона при переходе от образца в форме куба к образцу в форме призмы (при одинаковой площади их сечения) временное сопротивление сжатию при увеличении  $h$  уменьшается (рис. 5), кубиковая прочность не может быть непосредственно использована в расчётах прочности элементов конструкций, а служит только для контроля качества бетона в производственных условиях.

Уменьшение временного сопротивления бетона сжатию при переходе от образцов в форме куба к образцам в форме призмы объясняется тем, что при увеличении отношения  $h/a$  постепенно ослабевает влияние сил трения, возникающих между торцами образца и плитами пресса, на напряжённое состояние образца в его средней по высоте части, а для призм с  $h/a \geq 4$  это влияние практически полностью исключено.

Принято определять призменную прочность бетона  $R_b$  – основную и наиболее стабильную характеристику прочности бетона на сжатие, используемую в расчётах на прочность сжатых и изгибаемых элементов – на эталонных призмах с размерами  $150 \times 150 \times 600$  мм ( $h/a=4$ ).

Опытами установлено, что при  $4 \leq h/a < 8$   $R_b \approx 0,75 R$ . Влияние гибкости призм при этом ощутимо не сказывается, оно в значительной мере начинает ощущаться при  $h/a \geq 8$ .

#### Прочность бетона на осевое растяжение ( $R_{bt}$ )

Прочность бетона на растяжение зависит от сопротивления цементного камня растяжению и прочности его сцепления с зёрнами заполнителя. Согласно опытным данным:

$$k_t = \frac{\bar{R}_{bt}}{R} = \frac{1}{10} \dots \frac{1}{20}.$$

Причём относительная прочность бетона при осевом растяжении  $k_t$  уменьшается с повышением прочности бетона на сжатие. Причинами низкой прочности бетона на растяжение являются неоднородность его структуры, наличие начальных напряжений, слабое сцепление цементного камня с крупным заполнителем. Некоторое повышение  $\bar{R}_{bt}$  (примерно на 15...20%) может быть достигнуто увеличением расхода цемента на единицу объёма бетона, уменьшением  $V/C$ , применением вместо гравия щебня с шероховатой поверхностью, промывкой заполнителя.

Имеется несколько лабораторных методик определения  $\bar{R}_{bt}$ . Однако при испытаниях по этим методикам наблюдается ещё больший раз-

брос показателей прочности по сравнению с испытаниями бетона на осевое сжатие, так как образцы трудно центрировать. Поэтому, если известна прочность бетона при сжатии, иногда  $\bar{R}_{bt}$  определяют теоретически, например, по формуле:

$$\bar{R}_{bt} = 0.233^3 \sqrt{R^2} .$$

#### Прочность бетона на срез ( $R_{sh}$ )

В чистом виде явление среза состоит в разделении элемента на две части, к которому приложены перерезывающие (поперечные) силы (рис. 6).

$$R_{sh} \approx 0,2R ; \quad R_{sh} \approx 2R_{bt} ; \quad R_{sh} = 0,7\sqrt{R_b \times R_{bt}} .$$

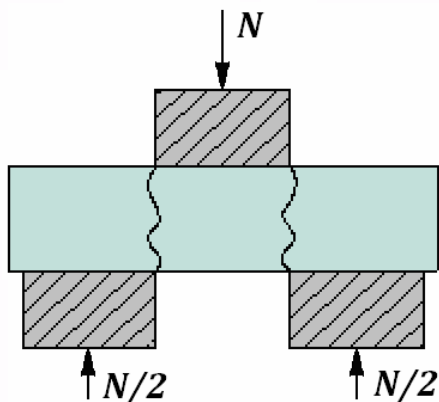


Рис. 6. К определению прочности бетона на срез

#### Прочность бетона на смятие ( $R_{b,loc}$ )

Смятие бетона (местное сжатие) возникает при опирании на бетонные поверхности конструктивных элементов (перемычек, прогонов, балок), оборудования и др. Такие опирания, как правило, осуществляются на часть бетонной поверхности. В таких условиях сжимаемый бетон частично или полностью находится в окружении ненагруженного бетона, который играет роль обоймы (рис. 7). Поэтому, сжимаемый бетон имеет повышенную прочность:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b ; \quad \varphi_b = 0.8\sqrt{A_{b,max} / A_{b,loc}} ; \quad 1.0 \leq \varphi_b \leq 2.5 .$$

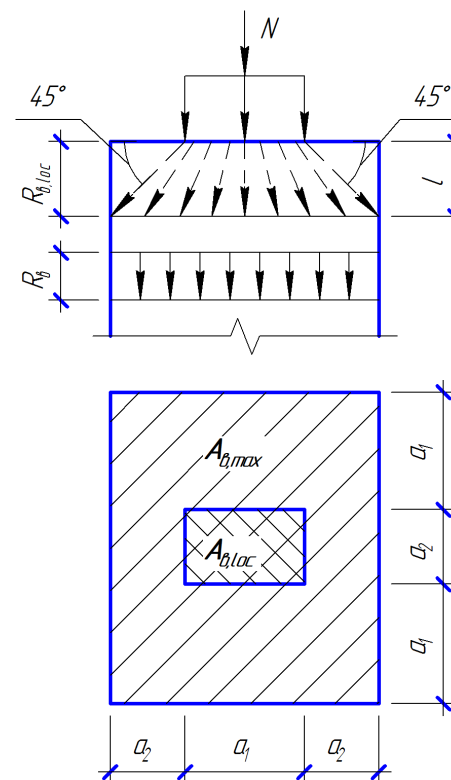


Рис. 7. К определению прочности бетона на смятие

#### Прочность бетона при длительном действии нагрузки ( $R_{long}$ )

При испытаниях бетонных образцов в лабораторных условиях нагружение осуществляют достаточно быстро, со скоростью 20...30 Н/см<sup>2</sup> в секунду. Реальные же конструкции находятся под действием нагрузки десятки лет. Согласно опытным данным 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 при однократном кратковременном нагружении  $\bar{R}_b$ .

Разница между кратковременным сопротивлением бетона и длительным может быть до 25%, если за время выдержки под нагрузкой прочность бетона не нарастает или нарастает незначительно, т.е. пре-

дел длительного сопротивления бетона сжатию  $R_{bl}$  находится в интервале:

$$0.75\bar{R}_b \leq \bar{R}_{bl} \leq 0.9\bar{R}_b .$$

Если конструкцию эксплуатируют в благоприятных для нарастания прочности бетона условиях и уровень напряжений  $\sigma_b / \bar{R}_{bl}$  постепенно снижается, отрицательное влияние фактора длительности нагружения может и не проявиться.

#### Прочность бетона при динамическом нагружении ( $R_d$ )

Нагружение считают динамическим в тех случаях, когда скорость нагружения от нуля до максимальных напряжений составляет 0,001...1 секунд. К конструкциям, работающим на динамические нагрузки, относятся мосты, шпалы, подкрановые балки, покрытия дорог и аэродромов и др.

При динамической нагрузке особо малой продолжительности, имеющей место при ударных, взрывных и других воздействиях, наблюдается повышение временного сопротивления бетона — динамическая прочность ( $\bar{R}_d$ ). Чем меньше время нагружения бетонного образца динамической нагрузкой  $\tau$  (или, что то же самое, чем больше скорость роста напряжений, МПа/с), тем больше коэффициент динамической прочности бетона:

$$k_d = \frac{\bar{R}_d}{R_b} .$$

Это явление объясняется энергопоглощающей способностью бетона, работающего в течение короткого времени нагружения динамической нагрузкой только упруго вследствие запаздывания развития неупругих деформаций.

Кроме ударных и взрывных воздействий к нагрузкам особо малой продолжительности можно отнести порывы ветра, сейсмические нагрузки, нагрузку, действующую на конструкцию в момент передачи предварительного напряжения с арматуры на бетон.

Зависимость предела прочности бетона от времени действия нагрузки представлена на рис.8,а.

#### Прочность бетона при многократно повторяющихся нагрузках ( $R_{bf}$ ).

Предел прочности бетона при многократно повторяющейся нагрузке  $\bar{R}_{bf}$  называют пределом выносливости.

Многократно повторяющиеся нагрузки в зависимости от скорости нагружения могут иметь статический и динамический характер.

По количеству циклов «нагрузка — разгрузка» различают два вида повторного нагружения бетона: малоцикловое нагружение бетона (до 100...200 циклов) случайной по величине и периоду повторения нагрузкой с последующей разгрузкой (например, при забивке свай или шпунта) и многократно повторяющееся нагружение цикловой нагрузкой при коэффициенте асимметрии (характеристике) цикла:

$$\rho_b = \sigma_{b,\min} / \sigma_{b,\max} ,$$

где  $\sigma_{b,\min}$  и  $\sigma_{b,\max}$  — соответственно наименьшее и наибольшее нормальные напряжения материала в пределах изменения цикла нагрузки.

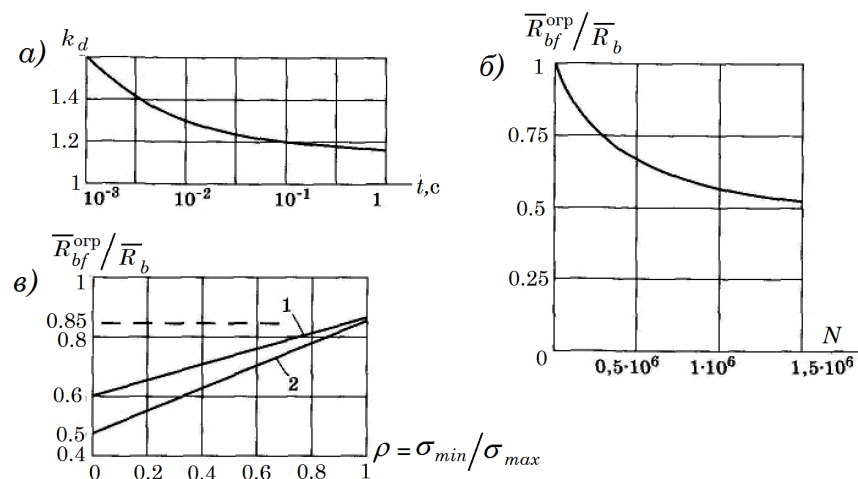


Рис. 8. Зависимость предела прочности бетона: а) — от времени действия нагрузки; б) — от числа циклов нагружений; в) — от характеристики цикла на базе  $N = 2 \cdot 10^6$ ; 1 — бетон класса В40; 2 — бетон класса В25

При малоцикловой загрузке и разгрузке бетона сжимающими напряжениями небольшой величины происходит уплотнение и упрочнение бетона как при длительном сжатии. Когда сжимающие напряжения при этом колеблются в пределах между верхней и нижней границами микроразрушения бетона ( $R_{crc}^o \leq \sigma_b \leq R_{crc}^v$ ), то малоцикловое нагружение практически не влияет на его прочность, т.е. не снижает её по сравнению с однократным нагружением.

Здесь  $R_{crc}^o$  - то наименьшее сжимающее напряжение в бетоне, при котором по границе цементно-песчаного камня и крупного заполните-

ля образуются микротрещины;  $R_{crc}^v$  — сжимающее напряжение в бетоне, соответствующее верхней границе образования микротрещин в цементно-песчаном камне.

Прочность бетона на сжатие при действии на него многократно повторяющихся нагрузок, с повторяемостью несколько миллионов циклов, под влиянием развития структурных микротрещин и в результате постепенного накопления пластических деформаций снижается по сравнению с однократным кратковременным нагружением. Степень её понижения зависит от характеристики цикла  $\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$ , количества циклов нагрузки и разгрузки  $N$  и относительного уровня напряжений  $\sigma_{b,max} / R_b$  (рис. 8, б, в).

$$R_{bf} = k_f \cdot R,$$

где:  $k_f < 1,0$  — коэффициент снижения прочности бетона при циклическом нагружении, который принимают по таблицам.

Это следует учитывать при проектировании мостов, шпал, подкрановых балок, перекрытий некоторых промышленных зданий, транспортных эстакад, станин мощных прессов и других конструкций, испытывающих подобные нагрузки.

#### 1.4. Классы и марки бетона

В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий их эксплуатации нормы проектирования СП 52-101-2003 устанавливают несколько контрольных характеристик качества бетона, которые называют классом или маркой бетона.

*Классом бетона по прочности на осевое сжатие «В»* называют наименьшее контролируемое значение временного сопротивления сжатию бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных после 28 суток твердения при температуре  $t = 20 \pm 2^\circ\text{C}$  и относительной влажности воздуха более 60% с соблюдением всех требований ГОСТ 10180-90, и которое принимают с доверительной вероятностью 0,95.

Его указывают в проектах во всех случаях как основную характеристику бетона.

Для бетонных и железобетонных конструкций нормами проектирования СНиП 52-01-2003 предусмотрены следующие классы тяжёлого бетона по прочности на сжатие: B3,5; B5; B7,5; B10; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B65; B70; B75; B80; B85; B90; B95; B100; B105; B110; B115; B120.

Число, стоящее после буквы «В» в обозначении класса бетона, соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие, выраженной в МПа, с обеспеченностью 95% (нормативная кубиковая прочность). Например, классу бетона B20 соответствует гарантированная кубиковая прочность бетона 20 МПа.

Чтобы оценить количественно изменчивость прочности бетона и обеспечить её гарантированное для заданного класса бетона значение, используют методы теории вероятностей. Для этого сначала строят опытные кривые распределения прочности бетона (рис. 9).

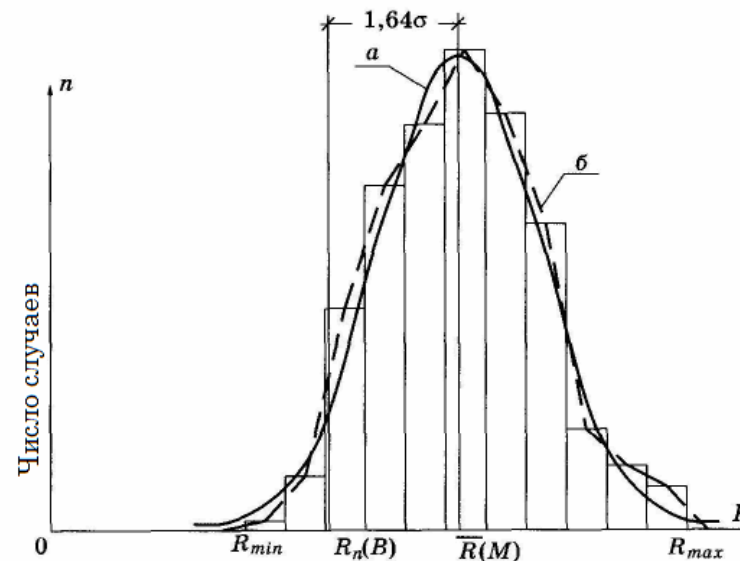


Рис. 9. Кривые распределения прочности бетона: а — теоретическая; б — опытная

Для построения опытной кривой распределения производят статистическую обработку результатов испытаний опытных образцов (например, кубов). Среднее значение временного сопротивления бетона сжатию ( $\bar{R}$ ), установленное при испытании партии стандартных кубов:

$$\bar{R} = \frac{n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k}{n},$$

где  $n_1, n_2, \dots, n_k$  — число случаев, в которых временное сопротивление соответственно было равно  $R_1, R_2, \dots, R_k$ ;  $n = n_1 + n_2 + \dots + n_k$  — число образцов в партии.

Среднее квадратичное отклонение прочности бетона в партии, характеризующее ее изменчивость:

$$\sigma = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n}},$$

где  $\Delta_1 = R_1 - \bar{R}$ ;  $\Delta_2 = R_2 - \bar{R}$ ; ...  $\Delta_k = R_k - \bar{R}$  — отклонения прочности бетона, полученной в отдельных испытаниях, от средней. При  $n < 30$  в знаменатель последней формулы вместо  $n$  подставляют  $n-1$ .

Весь размах наблюдений  $R_{\min} - R_{\max}$  разбивают на ряд интервалов. Судя по виду гистограммы или опытной кривой, выдвигают гипотезу относительно закона распределения прочности бетона и проверяют правильность этой гипотезы. Чаще всего имеет место нормальный закон распределения случайных величин по Гауссу, что можно установить, например, по критерию согласия  $\chi^2$ .

Коэффициент вариации прочности бетона ( $\nu$ ) в партии, который характеризует степень рассеивания прочности бетона, представляет собой отношение:

$$\nu = \frac{\sigma}{\bar{R}}.$$

Опытные исследования, проведенные на заводах в нашей стране, показали, что для тяжёлых, мелкозернистых и лёгких бетонов коэффициент вариации прочности бетона при сжатии в среднем составляет 0,135. Его численное значение на отдельных предприятиях, в зависимости от культуры производства и технологии приготовления бетонной смеси, колеблется в пределах 0,05...0,20.

На оси абсцисс теоретической кривой распределения прочности бетона наименьшее контролируемое значение прочности бетона — временное сопротивление сжатию  $R_n(B)$  расположено на расстоянии  $1,64\sigma$  влево от значения  $\bar{R}$ , т. е.:

$$B = \bar{R} - 1,64\sigma \quad \text{или} \quad B = \bar{R}(1 - 1,64\nu),$$

где 1,64 - показатель надёжности, или число, которому соответствует надёжность 0,95.

Подставляя в предыдущую формулу  $\nu = 0,135$ , получим

$$B = \bar{R}(1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,778 \bar{R}.$$

Классы бетона по прочности на осевое растяжение ( $B_t 0,4$ ;  $B_t 0,8$ ;  $B_t 1,2$ ;  $B_t 1,6$ ;  $B_t 2$ ;  $B_t 2,4$ ;  $B_t 2,8$ ;  $B_t 3,2$ ;  $B_t 3,6$ ;  $B_t 4$ ;  $B_t 4,4$ ;  $B_t 4,8$ ;  $B_t 5,2$ ;  $B_t 5,6$ ;  $B_t 6$ ) устанавливают для конструкций, работающих преимущест-

венно на растяжение (например, стенок резервуаров и водонапорных труб):

$$B_t = \bar{R}_{bt}(1 - 1,64\nu_t).$$

При растяжении коэффициент вариации прочности бетона  $\nu_t = 0,165$ , тогда:

$$B_t = \bar{R}_{bt}(1 - 1,64 \cdot 0,165) = 0,729 \bar{R}_{bt}.$$

Число, стоящее после буквы « $B_t$ » в обозначении класса бетона, соответствует значению прочности бетона на осевое растяжение, выраженной в МПа, с обеспеченностью 95% (нормативная прочность бетона). Например, классу бетона  $B_t 2$  соответствует гарантированная прочность бетона на осевое растяжение 2 МПа.

При необходимости для более полной характеристики качеств бетона могут устанавливаться марки бетона по морозостойкости  $F$ , по водонепроницаемости  $W$  и по средней плотности  $D$ .

В СНиП 52-01-2003 предусмотрены бетоны следующих марок:

– по морозостойкости  $F15, F20, F25, F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500, F600, F700, F800, F900, F1000$ . Они характеризуют число циклов попеременного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которые выдерживает бетон без снижения прочности более чем на 15%;

– по водонепроницаемости  $W2, W4, W6, W8, W10, W12, W14, W16, W18, W20$ . Здесь число — величина давления воды в МПа·10<sup>-1</sup> (кгс/см<sup>2</sup>), при котором еще не наблюдают просачивания ее через испытуемый стандартный образец толщиной 15 см;

– по средней плотности от  $D 200$  до  $D 5000$ , что соответствует среднему значению объемной массы бетона в кг/м<sup>3</sup>.

Для бетонов на напрягающем цементе устанавливают марку по самонапряжению.

При необходимости устанавливают дополнительные показатели качества бетона, связанные с теплопроводностью, температуростойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью (как самого бетона, так и находящейся в нем арматуры), биологической защитой и с другими требованиями, предъявляемыми к конструкции.

## 1.5. Деформационные свойства бетона Виды деформаций

Под деформативностью бетона понимают изменение его формы и размеров под влиянием различных воздействий.

Бетон является упругопластическим материалом, в котором, начиная с малых напряжений, помимо упругих деформаций ( $e_e$ ), появляются и неупругие или пластические ( $e_{pl}$ ), т. е. полная деформация без учёта усадки равна:

$$e_b = e_e + e_{pl}.$$

В бетоне различают деформации двух основных видов: *объёмные*, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки или изменения температуры, и *силовые*, развивающиеся главным образом в направлении действия сил. Силовым продольным деформациям бетона соответствуют некоторые поперечные деформации. Относительная продольная деформация бетона равна  $\varepsilon_1 = \Delta l / l$ , а поперечная деформация -  $\varepsilon_2 = \nu \varepsilon_1$ , где  $\nu$  - коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона), начальное значение которого  $\nu = 0,2$  остаётся практически постоянным вплоть до напряжений  $\sigma_b = R_{bf}$ .

Силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности её действия подразделяют на три вида:

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

Наибольший практический интерес представляют продольные деформации бетона при осевом сжатии. Для изучения деформативности бетона при сжатии используют бетонные призмы с  $h/a = 4$ , чтобы исключить влияние на получаемые результаты сил трения, возникающих между опорными гранями образца и плитами пресса. На боковые грани призм в средней их части по высоте устанавливают приборы для замера деформаций (рис. 10, а) или наклеивают электротензодатчики.

Нагрузку к призме прикладывают постепенно по этапам или ступеням, которые обычно составляет 1/10...1/20 от ожидаемой разрушающей нагрузки. Если деформации на каждой ступени приложения нагрузки измерять дважды - первый раз сразу после приложения нагрузки и второй раз через некоторое время после выдержки под нагрузкой (обычно около 5 минут) - то на диаграмме  $\sigma_b - \varepsilon_b$  получим ступенчатую линию, изображённую на рис. 10, б. Деформации, измеренные сразу после приложения нагрузки, упругие и связаны с напряжениями линейным законом, а деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, неупругие и на диаграмме  $\sigma_b - \varepsilon_b$  имеют вид горизон-

тальных площадок. При достаточно большом числе ступеней нагружения зависимость между напряжениями и деформациями может изображаться плавной кривой (рис. 10, б).

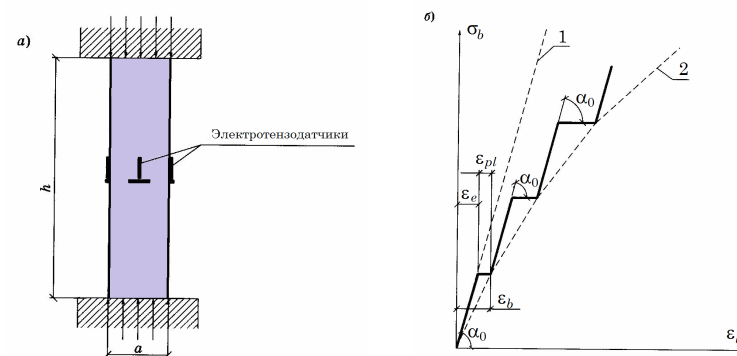


Рис. 10. К определению продольных деформаций бетона при сжатии: а - опытный образец (призма) с наклеенными на боковых поверхностях электротензодатчиками; б - диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  при приложении нагрузки ступенями; 1 - прямая упругих деформаций, 2 - кривая полных деформаций

### Деформации бетона при однократном первичном нагружении кратковременной нагрузкой

Длительность нагружения обычно не превышает 60 минут. Диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  для этого случая показана на рис. 11.

Степень её криволинейности зависит от продолжительности действия нагрузки, уровня напряжений и класса бетона, т. е.  $\varepsilon_{pl} = f(t, \sigma_b / R_b, B)$ .

Полная относительная деформация при однократном нагружении бетонной призмы кратковременно приложенной нагрузкой без учёта усадки бетона равна:  $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$ , т. е. она состоит из упругой части, равной  $\varepsilon_e = \sigma_b / E_b$  и неупругой  $\varepsilon_{pl} = f(t, \sigma_b / R_b, B)$ , которая после снятия нагрузки практически не исчезает.



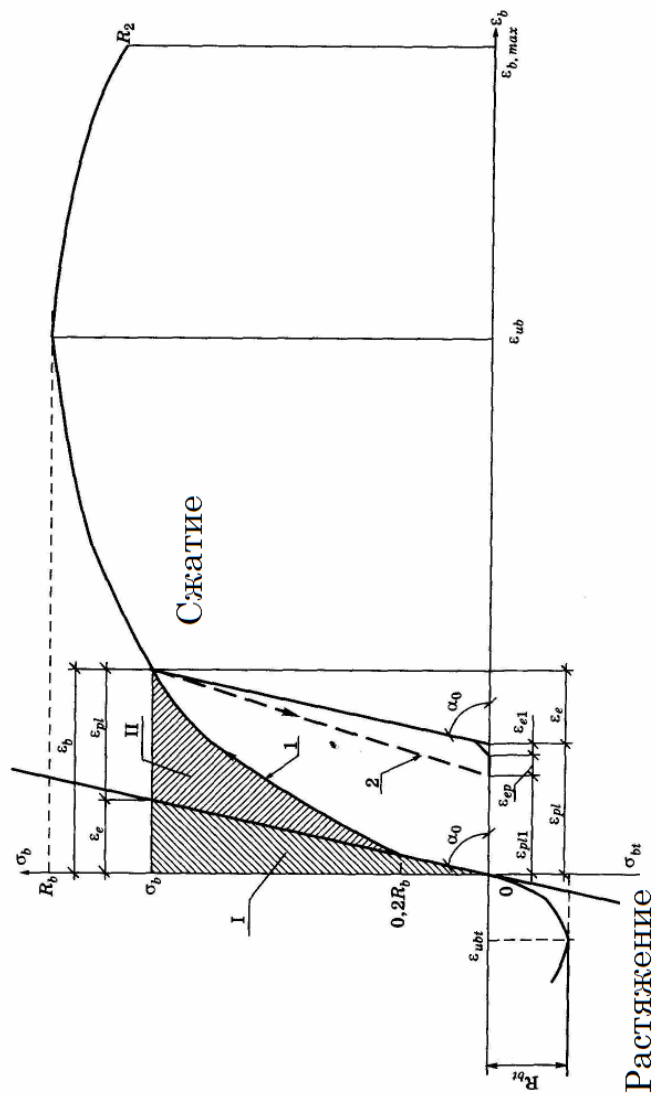


Рис. 11. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями бетона при сжатии и растяжении: I – область упругих деформаций; II – область пластических деформаций; 1 – нагрузка; 2 – разгрузка;  $\varepsilon_{ub}$  – предельная сжимаемость;  $\varepsilon_{ubt}$  – предельная растяжимость;  $\varepsilon_{b, max}$  – максимальная сжимаемость при нисходящей ветви диаграммы

Точнее, небольшая доля неупругих деформаций (около 10%) в течение некоторого времени после разгрузки исчезает. Эта часть пластической деформации называют деформацией упругого последствия  $\varepsilon_{ep}$ . Кроме того, исчезает упругая составляющая пластической деформации  $\varepsilon_{el}$ , характеризующая обратимое сплющивание пустот цементного камня. Таким образом, после разгрузки бетона окончательно остается остаточная деформация, возникающая из-за необратимого сплющивания пустот цементного камня и излома их стенок  $\varepsilon_{pl}$  (рис. 11).  $R_b$  – напряжение в момент, предшествующий началу интенсивного разрушения бетона (условная величина).

При невысоких напряжениях ( $\sigma_b \leq 0,5R_b$ ) превалируют упругие деформации ( $\varepsilon_e \geq 0,8\varepsilon_b$ ), а при  $\sigma_b \leq 0,2R_b$  бетон можно рассматривать как упругий материал. При осевом растяжении диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  имеет тот же характер, что и при сжатии.

Обозначим через  $\nu = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b$  коэффициент упругости бетона, а через  $\lambda = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b$  – коэффициент пластичности бетона, тогда:

$$\nu = \varepsilon_{el}; \quad \varepsilon_b = \varepsilon_b - \varepsilon_{pl}; \quad \varepsilon_b = 1 - \lambda.$$

Значение  $\nu$  при сжатии изменяется от 1 (при упругой работе бетона) до 0,15 (в момент, предшествующий разрушению бетона при очень длительном нагружении).

Необходимо обратить внимание на предельные деформации, при которых бетон разрушается (точнее, начинает разрушаться). Независимо от режима нагружения за предельное значение деформации бетона принимают величину, соответствующую максимальному напряжению. Предельные деформации тяжёлого бетона составляют при кратковременном действии нагрузки:

- при сжатии  $\varepsilon_{b,ult} = 0,8 - 3 \text{‰}$  (0,8 - 3 мм на 1 м);
- при растяжении  $\varepsilon_{bt,ult} = 0,1 - 0,15 \text{‰}$  (0,1 - 0,15 мм на 1 м).

Знание предельных деформаций бетона необходимо, так как от их величин зависит диапазон совместной работы арматуры с бетоном и эффективность её использования.

#### Деформации бетона при длительном действии нагрузки

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

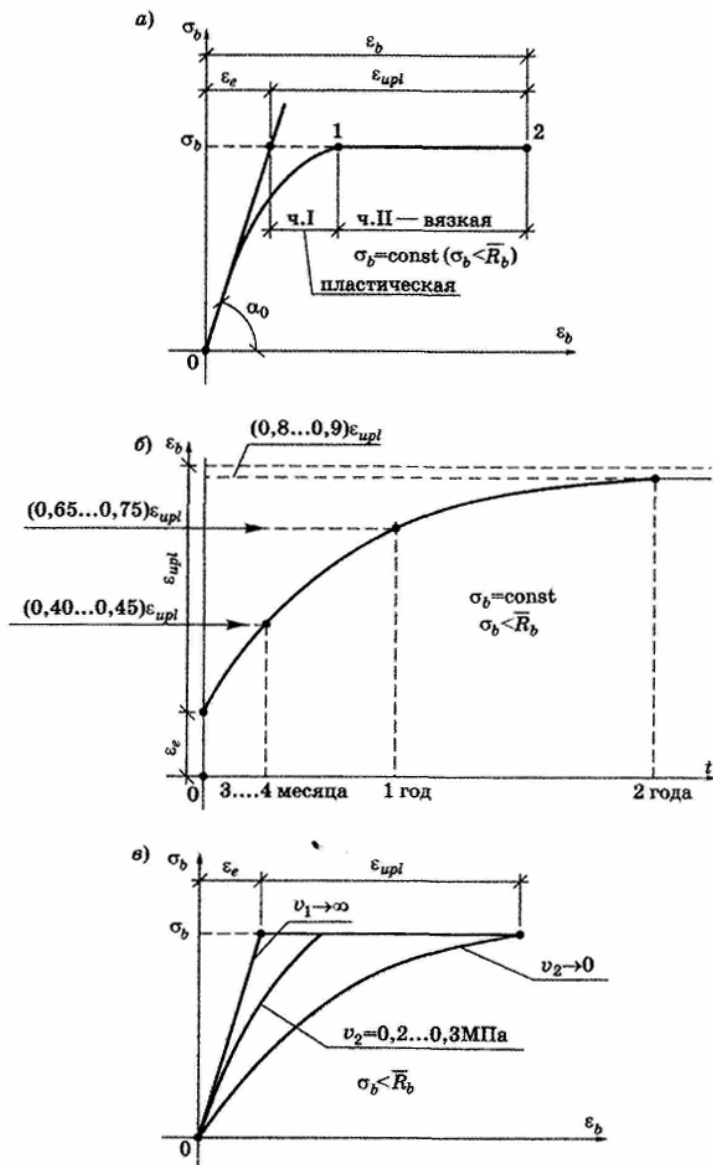


Рис. 12. Неупругие деформации бетона в зависимости: а, б — от длительности действия нагрузки; в — от скорости начального нагружения

Нарастание 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. При длительном нагружении бетона постоянной нагрузкой, которая меньше разрушающей, диаграмма сжатия выглядит так, как показано на рис. 12, а. Участок 0 - 1 этой диаграммы соответствует деформации, возникающей при нагружении; кривизна этого участка зависит, главным образом, от скорости нагружения. Участок 1 - 2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений. Наибольшую интенсивность нарастания деформаций ползучести наблюдают в первые 3...4 месяца после нагружения бетона (рис. 12, б). Они достигают к концу этого периода 40...45% от  $e_{упл}$ , через год они составляют приблизительно 65...75% от  $e_{упл}$ , и через два года 80...90%. Затем нарастание этих деформаций по мере приближения к предельной для данных условий величине  $e_{упл}$  постепенно затухает. Замечено, что нарастание деформаций ползучести прекращается одновременно с окончанием нарастания прочности бетона.

Опыты показывают, что независимо от того с какой скоростью достигнуто напряжение  $\sigma_b$ , конечные неупругие деформации, соответствующие этому напряжению, всегда будут одинаковы (рис. 12, в).

Деформации ползучести развиваются главным образом в направлении действия усилий и могут превышать упругие в 3...4 раза. Это обстоятельство заставляет с ними считаться при проектировании железобетонных конструкций.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и постепенным уменьшением количества геля при твердении цементного камня. Под нагрузкой происходит постепенное перераспределение напряжений с испытывающей вязкое течение гелевой структурной составляющей на кристаллический скелет и зёрна заполнителей. Развитию деформаций ползучести способствуют также капиллярные явления, связанные с перемещением в микропорах и капиллярах избыточной воды под нагрузкой. С течением времени процесс перераспределения напряжений затухает и деформирование прекращается.

*Величина деформации ползучести* зависит от ряда факторов:

- нагруженный в раннем возрасте бетон (при прочих равных условиях) обладает большей ползучестью, чем старый;
- ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной.
- с увеличением В/Ц и расхода цемента на единицу объёма бетонной смеси ползучесть возрастает;
- с повышением прочности зёрен заполнителя ползучесть уменьшается;
- с повышением класса бетона ползучесть уменьшается;



- бетоны на пористых заполнителях обладают несколько большей ползучестью, чем тяжёлые бетоны;
- ползучесть зависит от вида цемента: наибольшей ползучестью обладают бетоны, приготовленные на шлакопортландцементе или портландцементе;
- ползучесть тем меньше (при прочих равных условиях), чем больше размеры поперечного сечения бетонного элемента;
- пропаривание бетона снижает его ползучесть на 10...20%, а автоклавная обработка — на 50...80%;
- 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:

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

*Положительное влияние ползучести* на работу железобетонных конструкций под нагрузкой:

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

### Деформации бетона при многократно повторяющемся действии нагрузки

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  $\sigma_{b1} \leq \overline{R_{bf}}$ , после достаточно большого числа циклов неупругие деформации бетона, соответствующие данному уровню напряжений, постепенно выбираются и бетон начинает работать упруго (рис. 13).

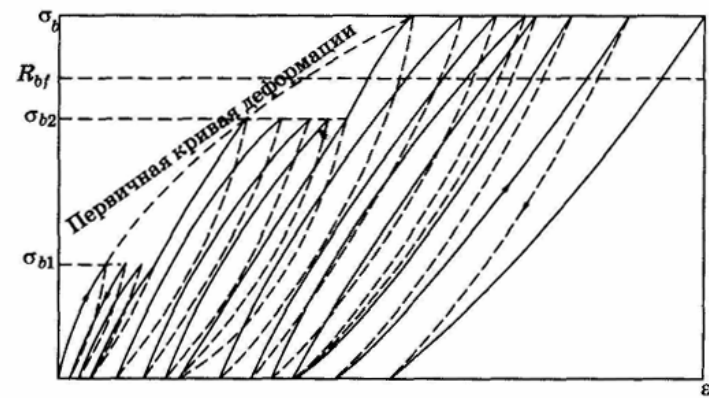


Рис. 13. Диаграмма  $\sigma_b - \varepsilon_b$  при многократно повторяющемся нагружении бетонного образца

При высоких напряжениях  $\sigma_{b1} > \overline{R_{bf}}$  после некоторого числа циклов кривая  $\sigma_b - \varepsilon_b$  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  $\sigma_b - \varepsilon_b$  всё больше наклоняется к оси абсцисс. 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  $\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max} = 1$ .

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

## 1.6. Модуль деформаций (упругости) бетона

Так как бетон является упругопластическим материалом, различают 3 вида модуля деформаций бетона.

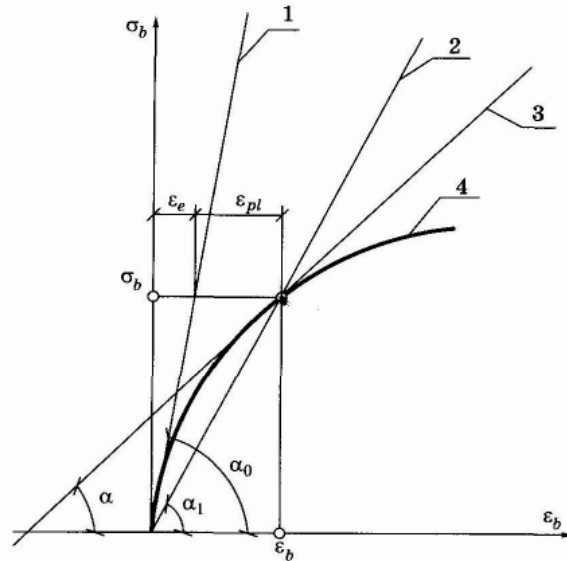


Рис. 14. Схема для определения модуля деформаций бетона: 1 – упругие деформации; 2 – секущая; 3 – касательная; 4 – полные деформации

Начальный модуль деформаций бетона при сжатии ( $E_b$ ) соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении или при напряжениях  $\sigma_b \leq 0,2\overline{R}_b$ . Его определяют, в соответствии с законом Гука, как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций к оси абсцисс (рис. 14), т.е.:

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_b = \rho \operatorname{tg} \alpha_0 = \operatorname{const}$$

где:  $\rho = 1$  МПа — масштабно-размерный коэффициент.

Обычно  $E_b$  определяют при испытании призм при низких уровнях напряжений ( $\sigma_b \leq 0,2\overline{R}_b$ ), когда бетон можно рассматривать как упругий материал. Если известна кубиковая прочность бетона, то  $E_b$  можно определить по эмпирическим формулам. Так для тяжёлого бетона естественного твердения:

$$E_b = 43000B / (21 + B)$$

Значение  $E_b$  при тепловой обработке бетона снижается на 10%, при автоклавной - на 25%.

Действительный модуль деформаций бетона при сжатии ( $E_b^{real}$ ) соответствует полным деформациям, включая деформации ползучести и является величиной переменной. Геометрически его определяют как тангенс угла наклона касательной к кривой  $\sigma_b - \varepsilon_b$  бетона в точке с заданным напряжением к оси абсцисс (рис. 14), т.е.:

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

Средний модуль упругопластичности бетона ( $E_b'$ ).

Так как аналитическая зависимость для  $E_b^{real}$  неизвестна, для расчёта железобетонных конструкций пользуются средним модулем деформаций или модулем упругопластичности бетона, представляющим собой тангенс угла наклона секущей, проведённой через начало координат и точку на кривой  $\sigma_b - \varepsilon_b$  с заданным напряжением, к оси абсцисс, т.е.

$$E_b' = \sigma_b / \varepsilon_b = \rho \operatorname{tg} \alpha_1 \neq \operatorname{const}$$

Зависимость между  $E_b$  и  $E_b'$  можно установить, если выразить одно и то же напряжение в бетоне  $\sigma_b$  через упругие деформации  $\varepsilon_e$  и полные деформации  $\varepsilon_b$

$$\sigma_b = \varepsilon_e E_b = \varepsilon_b E_b', \text{ тогда } E_b' = \nu E_b$$

где:  $\nu = \varepsilon_e / \varepsilon_b$  — коэффициент упругости бетона.

Начальный модуль упругости бетона при растяжении  $E_{bt}$  по абсолютной величине принимается равным  $E_b$ , т. е.  $E_{bt} = E_b$ , а

$$E_{bt}' = \nu_t E_b$$

где:  $\nu_t = 0,15$  — значение коэффициента упругости бетона при растяжении в момент, предшествующий разрушению.

Значения модуля сдвига бетона  $G$  принимают по установленной в теории упругости зависимости:  $G = \frac{E_b}{2(1 + \nu)}$ . Подставив в неё начальный коэффициент поперечной деформации бетона  $\nu = 0,2$ , получим  $G = 0,42E_b \approx 0,4E_b$ .

## 1.7. Усадка бетона

Усадка - это свойство бетона уменьшаться в объёме при твердении в воздушной среде.

Причины усадки - кристаллизация цементного камня и испарение воды с поверхностных слоёв бетона. Наиболее интенсивно усадка протекает в первые две недели твердения бетона, затем в течение года постепенно затухает. Годовая усадка бетона составляет примерно 0,2 - 0,3 мм/м.

### Факторы, влияющие на усадку бетона:

- количество цемента – «жирный» бетон имеет большую усадку;
- вид цемента – высокоактивные и глинозёмистые цементы дают большую усадку;
- количество воды – чем больше  $V/C$ , тем больше усадка;
- крупность заполнителя и его вид – при мелкозернистых песках и пористом щебне усадка больше;
- прочность заполнителя – чем выше его модуль упругости, тем меньше усадка;
- влажность окружающей среды – чем суше воздух, тем больше усадка;
- наличие добавок и ускорителей твердения обычно повышают усадку;
- 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. Следовательно, усадка - явление вредное. Борьба с ней включает технологические (подбор оптимального состава бетона), производственные (выдержка бетона во влажных условиях в течение 2-х недель) и конструктивные (устройство усадочных швов) меры.

## 2. Арматура для железобетонных конструкций

### 2.1. Назначение арматуры и требования к ней

Под арматурой понимают 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, а также для усиления сжатого бетона, например, в колоннах.

Необходимое количество арматуры определяют расчётом конструкции на нагрузки и воздействия.

Арматура для железобетонных конструкций должна удовлетворять следующим требованиям:

- надёжно работать под нагрузкой совместно с бетоном (за счёт сцепления) на всех стадиях службы конструкции;
- полностью использовать свои прочностные свойства при исчерпании конструкцией несущей способности.

Размещение растянутой арматуры, например, в изгибаемых элементах зависит от очертания эпюры моментов, по которой можно проследить границы растянутой зоны (рис. 15).

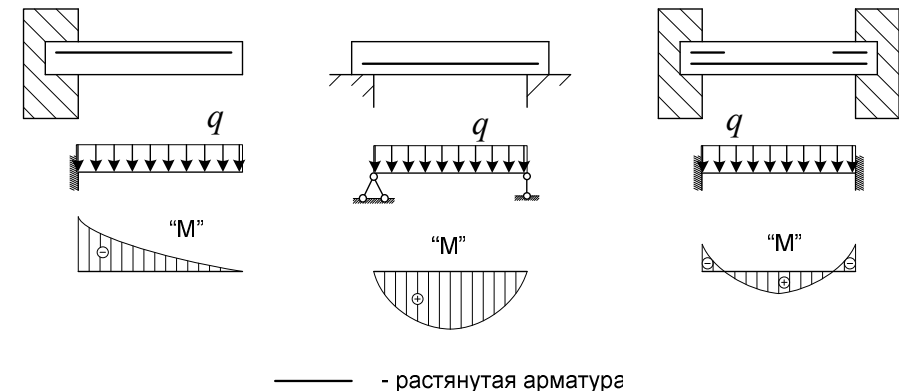


Рис. 15. Размещение растянутой арматуры в изгибаемых элементах

## 2.2 Классификация арматуры

Арматуру классифицируют по ряду признаков:

### 1. По технологии изготовления:

- горячекатаная;
- термически упрочненная;
- механически упрочненная в холодном состоянии (холоднодеформированная);

- арматурные канаты;
- неметаллическая композитная;

### 2. По внешнему виду:

- гибкая – стержневая и проволочная;
- жёсткая – профильный прокат.

### 3. По профилю наружной поверхности:

- гладкая;
- периодического профиля.

### 4. По способу применения:

- ненапрягаемая;
- предварительно напрягаемая.

### 5. По способности нести нагрузку до отвердения бетона:

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

### 6. По функциональному назначению (рис 16):

- *рабочая продольная*, устанавливаемая 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;

- *поперечная*, устанавливаемая 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;

- *монтажная* - для объединения отдельных стержней в арматурные изделия и обеспечения проектного положения рабочей арматуры в конструкции;

- *распределительная* - для более равномерного распределения усилия между отдельными стержнями рабочей арматуры, особенно при действии сосредоточенных нагрузок;

- *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.

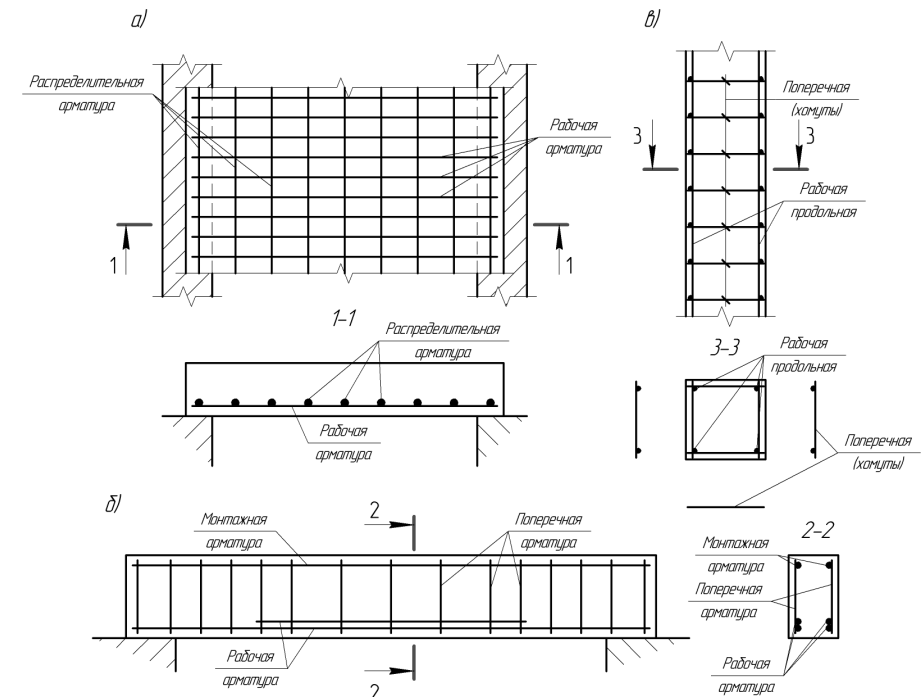


Рис. 16. Армирование ж/б элементов: а – плиты; б – балки; в – колонны

## 2.3. Физико-механические свойства арматурных сталей

Физико-механические свойства арматурных сталей зависят от их химического состава, способа изготовления и обработки.

### 1. Прочность

Характеристики прочности и деформативности арматуры определяют по диаграмме  $\sigma_s - \epsilon_s$ , получаемой путём испытаний стандартных образцов. Арматурные стали условно делят на "мягкие" и "твёрдые". Диаграмма растяжения образцов горячекатаной арматуры из малоуглеродистой "мягкой" стали марки Ст3 дана на рис. 17.

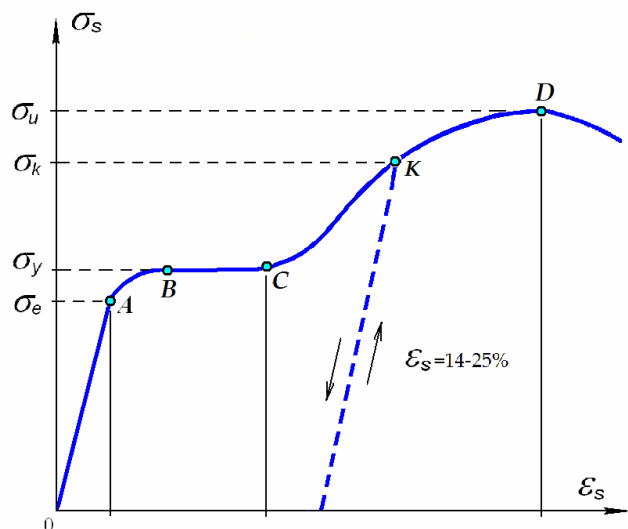


Рис. 17. Диаграмма деформирования малоуглеродистой стали при растяжении

Сталь марки Ст3 представляет собой почти чистое железо с содержанием различных примесей около 1% (из них углерода 0,14...0,22%). Эта сталь имеет *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  $\sigma_y$ .

Повышение прочности горячекатаной арматуры достигают путём увеличения содержания углерода в арматурной стали до 0,5% и введением в её состав легирующих добавок обычно не более 2%: марганца, хрома, кремния и др. Однако, многие легирующие добавки, повышая прочность стали, одновременно снижают её деформативность, ухудшают свариваемость и др. полезные свойства, а также повышают стоимость.

В связи с этим для повышения прочности стали используют также *термическое упрочнение*: закалка арматурной стали (нагрев до  $t^0 = 800...900^\circ\text{C}$  и быстрое охлаждение в холодном масле), а затем низкотемпературный отпуск (нагрев до  $t^0 = 300...400^\circ\text{C}$  и медленное плавное охлаждение на воздухе). Закалке могут быть подвергнуты стали, содержащие не менее 0,25% углерода.

Термически упрочнённая сталь переходит в пластическую стадию работы постепенно и не имеет площадки текучести на диаграмме растяжения (рис. 18). 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%.

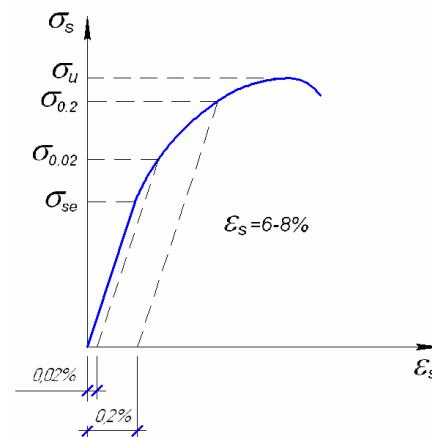


Рис. 18. Диаграмма деформирования термически упрочнённой стали при растяжении

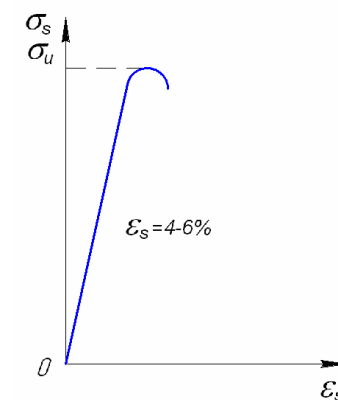


Рис. 19. Диаграмма деформирования твёрдой стали при растяжении

Ещё одним способом повышения прочности стали является её *упрочнение вытяжкой*, в основе которого лежит явление наклёпа. При искусственной вытяжке в холодном состоянии до  $\sigma_k > \sigma_y$  под влиянием структурных изменений кристаллической решётки сталь упрочняется. При повторной вытяжке, поскольку пластические деформации уже выбраны, напряжение  $\sigma_k$  становится новым искусственно поднятым пределом текучести (рис. 17). После многократной протяжки через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий проволока приобретает свойства "твёрдой" стали - линейной зависимости  $\sigma_s - \epsilon_s$  практически до разрыва (рис. 19). Поэтому основной характеристикой прочности для "твёрдых" сталей является *временное сопротивление*  $\sigma_u$  - напряжение, непосредственно предшествующее разрыву образца.

## 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.

"Мягкие" стали обладают значительным удлинением после разрыва –  $\delta \geq 25\%$ . Увеличение содержания углерода в арматурной стали, а также введение в её состав легирующих добавок несколько снижает её деформативность –  $\delta = 14-19\%$ . Термически упрочнённые стали имеют относительное удлинение  $\delta = 6-8\%$ , а упрочнённые вытяжкой –  $\delta = 4-6\%$ .

## 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. Особенно отрицательно влияет на качество сварного шва углерод. Углеродистые стали хорошо свариваются любым способом при содержании углерода до 0,25% и удовлетворительно при содержании углерода до 0,55%. Хорошо свариваются и низколегированные стали. *Нельзя сваривать стали, упрочнённые термически или вытяжкой*, т.к. при сварке в результате нагрева металла теряется эффект упрочнения.

## 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. Арматурные стали, упрочнённые термически или вытяжкой, обладают более низким порогом хладноломкости. Хорошо работает на морозе сталь марки 10ГТ – она не восприимчива к воздействию низких температур.

## 5. Релаксация

Это снижение напряжения в арматуре при неизменной длине элемента – отсутствии деформаций (рис. 20). 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.

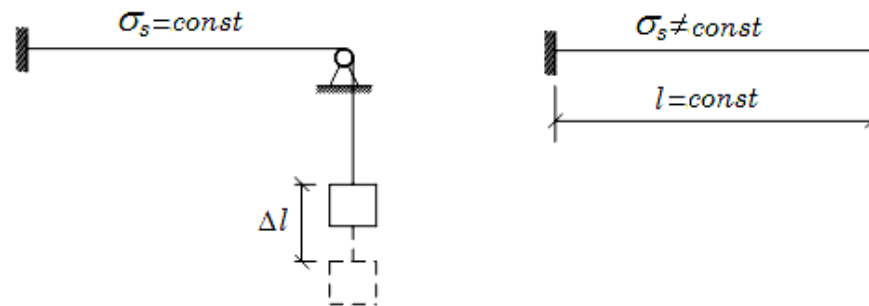


Рис. 20. К релаксации напряжений в арматуре

## 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.

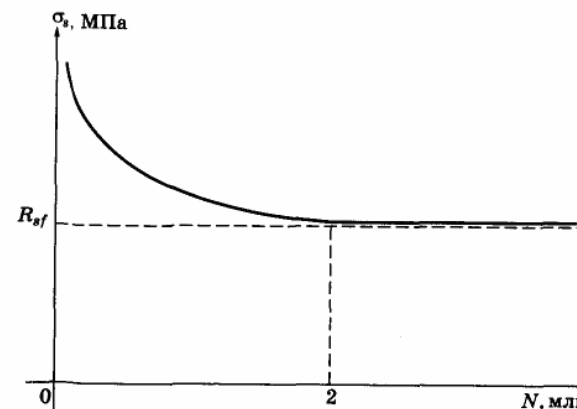


Рис. 21. Кривая выносливости арматуры:

$N$  — число циклов нагрузки-разгрузки до разрушения образца;  $\sigma_s$  — наибольшее значение периодически повторяющегося напряжения.

Предел прочности арматуры при действии многократно повторяющейся нагрузки называют *пределом выносливости* - напряжение  $R_{sf}$ , соответствующее горизонтальному участку кривой выносливости (рис. 21) представляющее собой наибольшее напряжение, при котором как бы ни было велико  $N$ , разрушения не наступает.

## 2.4. Классы и сортамент арматуры

Класс стали – совокупность нескольких марок стали с одинаковыми основными физико-механическими свойствами.

Основным нормируемым и контролируемым показателем качества стальной арматуры является класс арматуры *по прочности на растяжение*, обозначаемый:

А - для горячекатаной и термически упрочненной арматуры;

В - для холоднодеформированной проволочной арматуры;

К - для арматурных канатов.

Класс арматуры по прочности на растяжение соответствует гарантированному значению *предела текучести* (физического или условного) или *предела прочности* в МПа, устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов и технических условий. Нормами предусмотрены следующие классы арматуры по прочности на растяжение (в скобках даны классы арматуры по предыдущим нормам):

A240 (A-I) – стержневая гладкая арматура диаметром 6 – 40 мм;

A300 (A-II) – стержневая арматура периодического профиля типа "винт" диаметром 10 – 80 мм (рис. 22, а);

A400 (A-III) - стержневая арматура периодического профиля типа "ёлочка" диаметром 10 – 80 мм (рис. 22, б);

A500, A540 (A-III<sub>B</sub>), A600 (A-IV), A800 (A-V), A1000 (A-VI), A1200 (A-VII), A1500 - стержневая арматура периодического профиля типа "ёлочка" диаметром 10 – 40 мм (рис. 22, б);

B500 (BpI) – холоднодеформированная рифленая проволока диаметром 3 – 12 мм (рис. 22, в);

Bp1200, Bp1300, Bp1400, Bp1500 (Bp-II) - холоднодеформированная рифленая проволока диаметром 3 – 8 мм;

K1400 (K 7) – канаты диаметром 15 мм, свитые из 7-ми гладких холоднодеформированных проволок;

K1500 (K 7) – канаты диаметром 6, 9, 12 мм, свитые из 7-ми гладких холоднодеформированных проволок;

K1500 (K19) - канаты диаметром 14 мм, свитые из 19-ти гладких холоднодеформированных проволок.

Кроме требований по прочности на растяжение к арматуре предъявляют требования по дополнительным показателям, определяемым по соответствующим стандартам: свариваемость, выносливость, пластичность, стойкость к коррозионному растрескиванию, релаксационная стойкость, хладостойкость, стойкость при высоких температурах, относительное удлинение при разрыве и др.

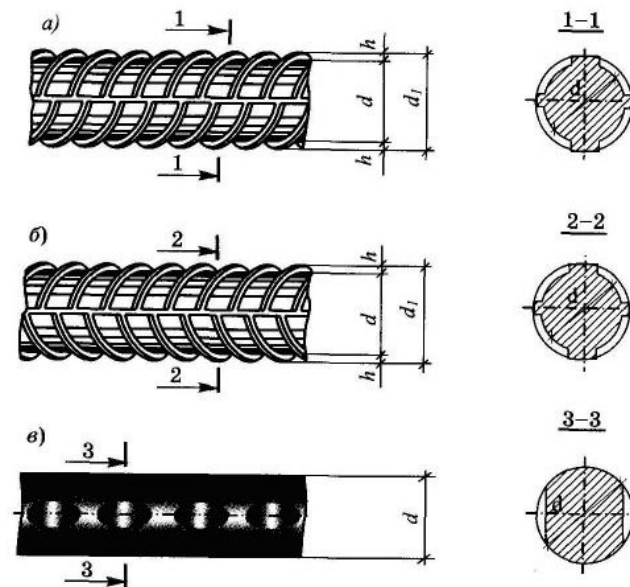


Рис. 22. Арматура периодического профиля: а, б - стержневая; в – проволочная.

К неметаллической арматуре (в том числе фибре) предъявляют также требования по щелочестойкости и адгезии к бетону.

Класс арматурной стали при проектировании выбирают в зависимости от типа конструкции, условий её возведения и эксплуатации.

В обычных конструкциях в качестве *рабочей продольной арматуры* следует применять арматуру классов A400, A300, B500, A500, *поперечной* - арматуру классов A400, B500, A240, *монтажной, распределительной* – A240, B500. Для *предварительно напряжённых конструкций* применяют высокопрочную арматуру: стержневую классов A540, A600 - A1500, проволочную классов Bp1200 – Bp1500, канаты классов K1400 – K1500.

При проектировании железобетонных конструкций используют сортамент арматуры. Сортамент арматурной стали — это перечень ти-



параметров каждого вида арматурных стержней, выпускаемых в настоящее время металлургической промышленностью. В стране существует единый сортамент для гладкой арматуры и арматуры периодического профиля. Он составлен по номинальным диаметрам стержней, выраженным в мм. Номинальный диаметр гладкого стержня совпадает с его фактическим диаметром. Для стержневой арматуры периодического профиля номинальный диаметр (номер) стержня, указанный в сортаменте, соответствует диаметру гладкого круглого стержня, равновеликого ему по площади поперечного сечения. Например, арматурный стержень, расчётный номинальный диаметр которого равен 20 мм (рис. 22, а,б), имеет наружный диаметр (по выступам) 22 мм и внутренний (по телу) — 19 мм, а высота выступов на его поверхности равна:

$$h = 0.5(d_1 - d) = 0.5(22 - 19) = 1.5 \text{ мм.}$$

## 2.5. Сварные арматурные изделия

Сварка — это технологический процесс получения неразъёмных соединений металлических изделий. По принципу создания сварного соединения различают сварку плавлением (дуговая, электродуговая, ванная) и сварку пластическим деформированием (контактная).

Сварка плавлением заключается в местном сплавлении соединяемых деталей. Источником теплоты чаще всего является электрический ток. Под действием высокой температуры электрической дуги, возникающей в процессе сварки (около 2400°C) металл контактирующих поверхностей расплавляется, образуя общую сварочную ванну, после охлаждения которой остаётся сварочный шов.

Сварка пластическим деформированием (или контактная) заключается в местном нагреве соединяемых деталей до пластического или жидкого состояния при пропускании через них электрического тока большой силы с одновременным или последующим сильным сжатием, обеспечивающим взаимодействие атомов металла. Контактная сварка не требует дополнительного расхода металла для накладок и электродов. Прочное соединение образуется только за счёт расплавленного металла деталей.

Сварные арматурные изделия (сетки и каркасы) применяют для снижения трудоёмкости армирования железобетонных конструкций. Кроме того, они обеспечивают лучшее сцепление арматурных стержней с бетоном.

Продольные и поперечные стержни сварных изделий в местах пересечений (обычно под прямым углом) соединяют между собой контактной точечной электросваркой либо с помощью дуговой электросварки (возможны и другие способы соединения).

Сварные сетки согласно ГОСТ 23279-85 подразделяют:

1. По диаметрам стержней на:
  - *тяжёлые*, имеющие в одном направлении стержни диаметром 12-40 мм из стержневой арматуры класса А400;
  - *лёгкие* с продольными и поперечными стержнями диаметром 3-5 мм из обыкновенной арматурной холоднотянутой проволоки класса В500 или диаметром 6-10 мм из стержневой арматуры класса А400.
2. По расположению рабочей арматуры на:
  - сетки с продольной рабочей арматурой;
  - сетки с поперечной рабочей арматурой;
  - сетки с рабочей арматурой в двух направлениях.

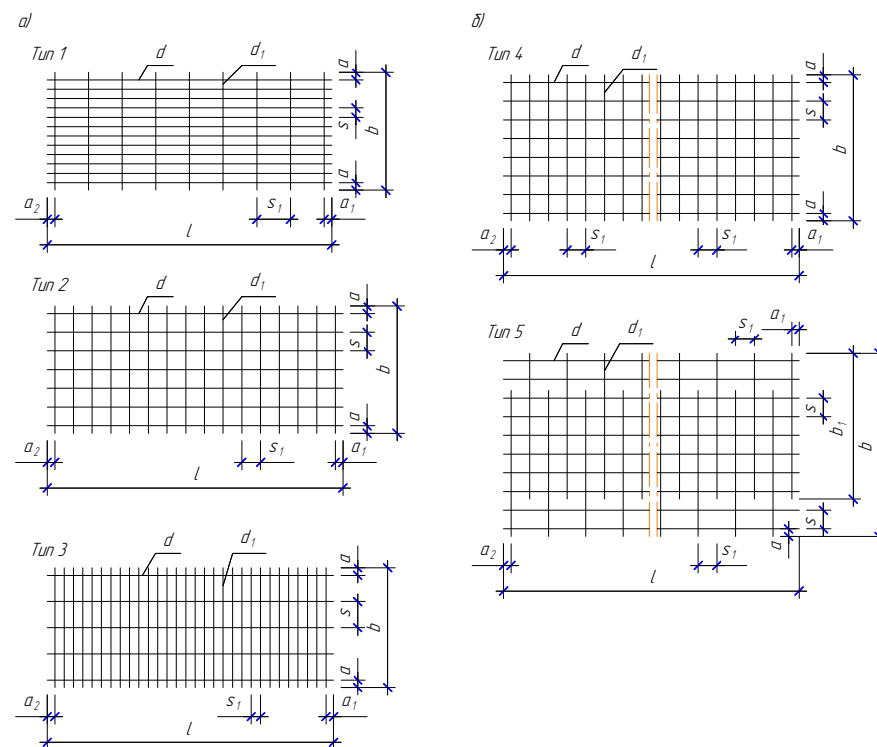


Рис. 23. Типы сварных сеток: а – тяжёлые сетки; б – лёгкие сетки.



Сетки изготовляют следующих типов (рис.23):

- 1 тип – тяжёлые с продольной рабочей арматурой, диаметр которой больше диаметра распределительной арматуры;
- 2 тип – тяжёлые с рабочей арматурой в двух направлениях;
- 3 тип – тяжёлые с поперечной рабочей арматурой, диаметр которой больше диаметра распределительной арматуры;
- 4 тип – лёгкие с поперечными стержнями на всю ширину сетки;
- 5 тип – лёгкие со смещёнными поперечными стержнями.

Они могут быть рулонные и плоские (рис. 24).

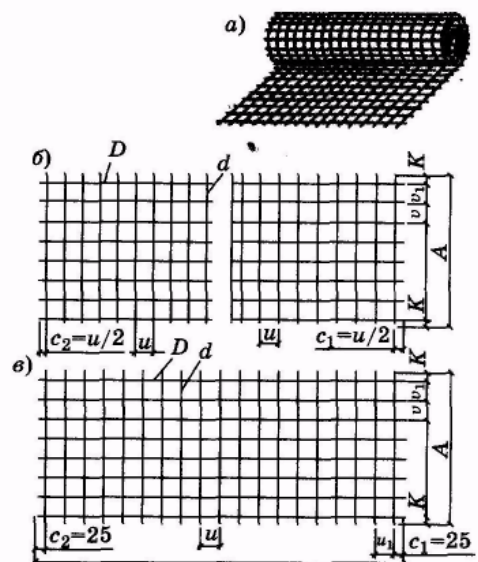


Рис. 24. Сварные сетки: а – рулонная; б – после развертки; в – плоская

В рулонных сетках диаметр стержней – 3-5 мм. Ширина рулонных сеток составляет 650-3800 мм, длина – 850-9000 мм или до длины рулона и ограничивается массой рулона 900...1300 кг. Длина сетки в рулоне составляет 50...100 м, поэтому при использовании в конструкциях сетки разрезают по месту. Шаг рабочих стержней принимают 100, 150, 200 мм (допускается шаг 75, 125, 175 мм при технико-экономическом обосновании), шаг распределительных стержней – 250 мм.

Ширина плоских составляет 650-3050 мм, длина – 850-9000 мм. Шаг рабочих стержней принимают 200 мм, шаг распределительных стержней – 600 мм.

Сетки обозначают марками следующей структуры:

$$xC \frac{D-v}{d-u} A * L,$$

где:  $x$  – обозначение типа сеток;  $C$  – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса «р» -  $Cp$ );  $D, v$  – диаметр с указанием класса арматурной стали и шаг продольных стержней сетки, мм;  $d, u$  – диаметр с указанием класса арматурной стали и шаг поперечных стержней сетки, мм;  $A, L$  – полная ширина и длина сетки, мм.

Для сеток с доборным шагом дополнительно вводят в скобках соответственно над чертой или под чертой значение доборного шага (в мм) продольных или поперечных стержней.

Для сеток с размерами выпусков продольных и поперечных стержней, отличающимися от стандартного размера 25 мм, марку сетки после обозначения длины сетки дополняют дробью:

$$\frac{c_1 + c_2}{k},$$

где:  $c_1, c_2$  – длина свободных концов продольных стержней, мм;  $k$  – длина свободных концов поперечных стержней, мм.

Например:

$$4Cp \frac{8A400 - 200(100)}{3B500 - 250} 2340 * 6375 \frac{50 + 75}{20}.$$

Сварные каркасы изготовляют плоскими и пространственными (рис.25). Их применяют для армирования линейных элементов (балок, ригелей, колонн и т.п.).

Плоские сварные каркасы (их называют иногда также сетками) состоят из продольных стержней и приваренных к ним поперечных (рис.25,а). Концевые выпуски продольных и поперечных стержней каркаса должны быть не менее  $0,5d_1 + d_2$  или  $0,5d_2 + d_1$  и не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских каркасов (рис.25,б), в ряде случаев применяя соединительные стержни (рис.25,в). Пространственные каркасы должны обладать достаточной жёсткостью для возможности их складирования, транспортирования и сохранения проектного положения в опалубочной форме при бетонировании.

Качество точечной электросварки каркасов зависит от соотношения диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней, которое должно быть не менее 1/4. Наименьшее расстояние между осями свариваемых стержней также зависит от диаметров стержней.

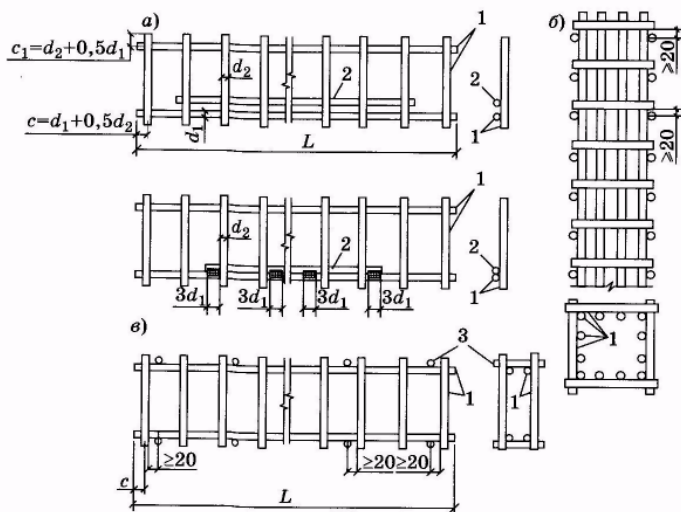


Рис. 25. Сварные каркасы: *a* - плоские; *б* - пространственный, образованный из плоских каркасов; *в* - то же, образованный из плоских каркасов с применением соединительных стержней; 1 - продольные и поперечные стержни плоских каркасов; 2 - дополнительные продольные стержни; 3 - соединительные стержни пространственного каркаса

## 2.6. Соединения арматуры

Соединения арматуры могут быть сварные и внахлестку.

### Сварные соединения арматуры

По длине стержни горячекатаной арматуры в обычном железобетоне соединяют, как правило, с помощью сварки. Стержни отдельных позиций сварного каркаса могут состоять из цельного стержня одного диаметра или из стержней двух-трех различных диаметров (рис. 26).

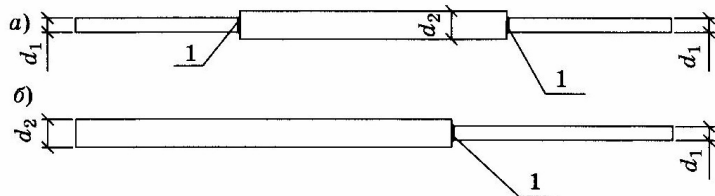


Рис. 26. Составные отдельные стержни: *a* - для применения в балках; *б* - для применения в колоннах, опорных стенках и т.п.; 1 - контактная стыковая электросварка

Все сварные соединения в зависимости от места их выполнения делят на:

- сварные соединения, выполняемые в заводских условиях;
- сварные соединения, выполняемые на стройплощадке.

### Сварные соединения, выполняемые в заводских условиях

1. Контактная электросварка встык предназначена для соединения заготовок арматурных стержней, приварки к стержням коротышей большего диаметра и т.п. (рис. 27, а). Выполняется на специальных сварочных машинах. Процесс сварки состоит в том, что концы стержней в месте их контакта под действием электрического тока большой силы (до 100 кА) разогреваются до пластического или жидкого состояния с одновременным или последующим сильным сжатием, обеспечивающим взаимодействие атомов металла. В зоне сварки металл оплавляется, образуя небольшое утолщение. Прочность такого соединения получается даже выше, чем прочность самих стыкуемых стержней. Этим способом может соединять стержни диаметром от 10 до 80 мм.

При соединении стержней арматуры классов А240, А300, А400, А500, А600, А800, А1000 разных диаметров должно соблюдаться условие  $d_1/d_2 \geq 0,85$  (соотношение 0,3 - допускается при использовании специальной технологии сварки), а наименьший диаметр стержня  $d_1 = 10$  мм.

2. Контактная точечная электросварка используется для соединения отдельных стержней в местах их пересечения при изготовлении сеток и каркасов, в этих случаях применяют стержневую арматуру классов А240, А300, А400 и проволочную класса В500. Перекрещивающиеся стержни сдавливают с большой силой в зажимах сварочной машины, затем включают ток, который доводит металл между зажимами до оплавления, а прилегающую зону — до пластического состояния. Качество точечной электросварки зависит от соотношения диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней. Оно должно быть в пределах  $d_1/d_2 = 0,25...1$ .

### Сварные соединения, выполняемые на стройплощадке

1. Электродуговую ванную сварку в съёмных инвентарных медных формах или на стальной скобе-подкладке применяют при монтаже сборных железобетонных конструкций для соединения встык как горизонтальных, так и вертикальных стержней (или выпусков) арматуры классов А240, А300, А400 диаметром не менее 20 мм (рис.27,б). Принцип электродуговой сварки основан на образовании электрической ду-

ги между свариваемым металлом и электродом. В результате этого образуется ванна расплавленного металла, которая разогревает и плавит торцы стыкуемых стержней. При этом расплавленный металл электродов и стержней образует сварной шов.

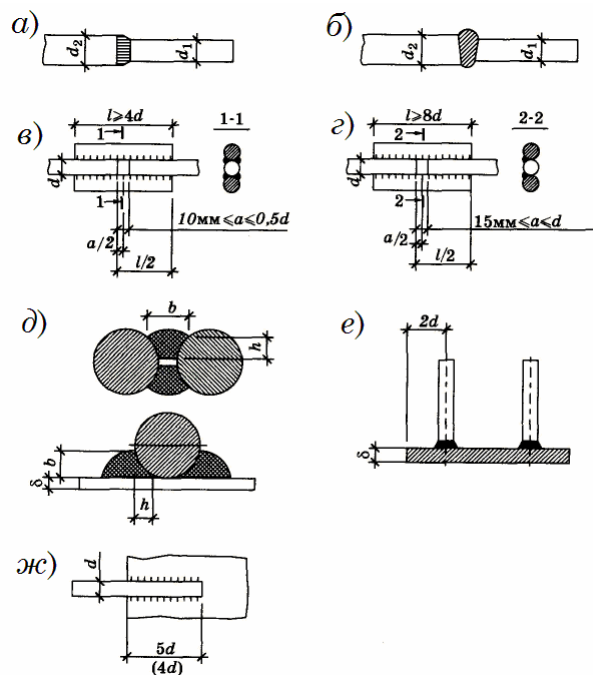


Рис. 27. Сварные соединения арматуры: а - контактная электросварка встык; б - дуговая ванная сварка в инвентарной форме; в - дуговая сварка с накладками с четырьмя фланговыми швами; г - то же, с двумя фланговыми швами; д - обозначения размеров сварного шва; е - сварное соединение в тавр стержней с пластиной; ж - сварное соединение внахлестку стержня с пластиной

2. Дуговую сварку стержней фланговыми швами с использованием круглых накладок применяют для соединения стержней арматуры классов А240 - А500 диаметром 10 - 80 мм. Применяют двух- и одно-сторонние сварные швы (рис.27, в, г). При этом должны быть соблюдены следующие требования к размерам сварного шва:  $b \geq 10$  мм и  $b \geq 0,5d$ ;  $h \geq 4$  мм и  $h \geq 0,25d$ , где  $b$  — ширина шва;  $h$  — глубина шва (рис.27, д).

3. Соединение стержней в тавр с пластиной толщиной  $\delta = 0,75d$  (из листовой или полосовой стали) выполняют автоматической дуговой сваркой под флюсом (рис. 27, е).

4. Соединение внахлестку арматурных стержней диаметром 8...40 мм с пластиной или плоскими элементами проката выполняют дуговой сваркой фланговыми швами (рис. 27, ж).

### Соединения арматуры внахлестку (без сварки)

Стыки арматуры внахлестку применяют при стыковании отдельных стержней, сеток и каркасов, при этом диаметр стержней должен быть не более 36 мм.

Стержневую арматуру классов А240, А300, А400 допускается соединять внахлестку без сварки с перепуском концов стержней на 20-40 диаметров при сжатом стыке и 30-50 диаметров при растянутом стыке в тех местах железобетонных элементов, где прочность арматуры используется не полностью. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто.

Стыки сварных сеток внахлестку осуществляют аналогичным путём. В направлении рабочей арматуры длина перепуска (нахлестки), определяемая расчётом, должна быть не менее 200 мм в сжатом бетоне и не менее 250 мм в растянутом бетоне (рис.28).

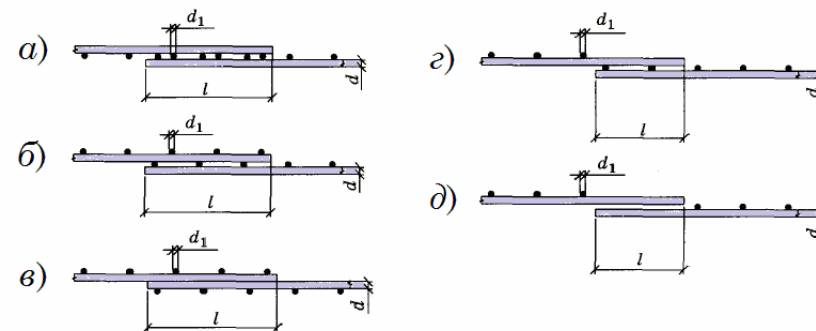


Рис. 28. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры: а — при гладких стержнях, когда поперечные стержни расположены в одной плоскости; б, в — то же, когда поперечные стержни расположены в разных плоскостях; г — при стержнях периодического профиля, когда в пределах стыка поперечные стержни отсутствуют в одной из стыкуемых сеток; д — то же, когда в пределах стыка поперечные стержни отсутствуют в обеих стыкуемых сетках;  $l$  — длина перепуска сеток;  $d, d_1$  — соответственно диаметры рабочей и распределительной арматуры

Поперечные стержни соединяемых сеток могут располагаться в одной плоскости (рис. 28, а) или в разных плоскостях (рис. 28, б, в). В каждой из соединяемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки должно быть расположено не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сеток. Если рабочей армату-

## 3. Железобетон

### 3.1. Общие сведения

рой сеток являются стержни периодического профиля, то одна из стыкуемых или обе сетки в пределах стыка выполняются без приваренных поперечных стержней (рис. 28, г, д).

Стыки сварных сеток в нерабочем направлении (когда соединяется распределительная арматура) также выполняют внахлестку (рис.29).

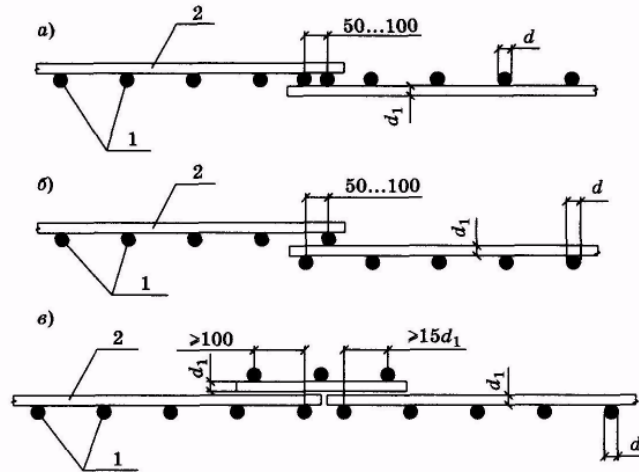


Рис. 29. Стыки сварных сеток в направлении нерабочей (распределительной) арматуры: а — внахлестку с расположением рабочих стержней в одной плоскости; б — то же, с расположением рабочих стержней в разных плоскостях; в — стык впритык с наложением дополнительной стыковой сетки;  $d$ ,  $d_1$  — соответственно диаметры рабочей и распределительной арматуры; 1 — рабочая арматура, 2 — распределительная арматура

Длину перепуска (считая между крайними рабочими стержнями сетки) принимают равной 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм и равной 100 мм при диаметре распределительной арматуры более 4 мм. При диаметре рабочей арматуры  $\geq 16$  мм сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык друг к другу, перекрывая стык специальными стыковыми сетками, укладываемыми с перепуском в каждую сторону не менее 15 диаметров распределительной арматуры и не менее 100 мм (рис. 29, в).

Стыки сварных каркасов внахлестку допускаются при одностороннем расположении рабочих стержней и выполняются как стыки сварных сеток в рабочем направлении; при этом на длине стыка устанавливают дополнительные поперечные стержни с шагом не более 5 диаметров продольной арматуры.

Стыки сварных сеток и каркасов внахлестку следует располагать в конструкциях вразбежку.

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.

Например, появление трещин в растянутой зоне бетонной балки приводит к её разрушению, в то время как для железобетонной балки это, как правило, не опасно. Сжатый стальной элемент при достижении предела текучести теряет несущую способность, а в сжатой железобетонной колонне вследствие ползучести бетона при эксплуатационных нагрузках арматура может быть напряжена на сжатие до предела текучести, но конструкция работает нормально. Из этих примеров видно, что механические свойства железобетона требуют самостоятельного рассмотрения.

### 3.2. Содержание арматуры

Для того, чтобы несущая способность железобетонного элемента, работающего с трещинами в растянутой зоне по стадии разрушения, была не меньше несущей способности бетонного элемента, работающего до образования трещин, нормами установлены величины минимального процента армирования  $\mu\%_{\min}$  в зависимости от площади бетонного сечения элемента  $bh_0$ . Для изгибаемых и внецентренно растянутых элементов  $\mu\%_{\min} = 0,1\%$ , для внецентренно сжатых в зависимости от их гибкости  $\mu\%_{\min} = 0,1 - 0,25\%$ .

Из экономических соображений процент армирования железобетонных конструкций обычно не превышает 2...3%. С изменением  $\mu$  меняется не только несущая способность элемента, но и характер его разрушения.

### 3.3. Значение трещиностойкости

Существенным недостатком железобетона является появление трещин в растянутых зонах бетона при нагрузках даже ниже эксплуатационных. Это объясняется малой растяжимостью бетона.

Между долговечностью и трещиностойкостью железобетонных конструкций существует тесная связь. Напряжения в арматуре, при которых появляются первые трещины в растянутом бетоне, зависят от предельной растяжимости бетона, которая составляет в среднем  $\varepsilon_{bt,ult} = 0,1 - 0,15 \text{ ‰}$  (0,1 - 0,15 мм на 1 м). Величину этих напряжений определяют, исходя из равенства деформаций арматуры и бетона:

$$\sigma_{s,crc} = E_s \varepsilon_{s,crc} = E_s \varepsilon_{bt,ult} = 2 \cdot 10^5 (0,1 - 0,15) 10^{-3} = (20 - 30) \text{ МПа.}$$

Следовательно, для получения трещиностойкой конструкции требуется значительно ограничить использование арматуры высокой прочности при растяжении. Например, в арматуре из стали класса А240 для обеспечения трещиностойкости конструкции приходится допускать растягивающие напряжения, составляющие лишь примерно 13% от предела текучести.

Поэтому в обычных железобетонных конструкциях в большинстве случаев приходится мириться с появлением трещин для того, чтобы повысить степень использования арматуры и иметь возможность применять арматуру более высоких классов. Однако и при этом все равно исключается возможность эффективного использования арматуры из высокопрочных сталей, начиная с класса А600 и выше, так как высокие напряжения, которые в ней можно допускать, сопровождаются значительными деформациями, т. е. образованием недопустимых по ширине раскрытия трещин. Это очень неприятное обстоятельство, поскольку прочность этих сталей растёт гораздо быстрее, чем стоимость, и их использование с экономической точки зрения является целесообразным.

Видимые волосяные трещины шириной примерно 0,05 мм появляются в бетоне при нагрузках, меньших эксплуатационных, в зонах возникновения наибольших растягивающих напряжений. При возрастании нагрузки эти трещины раскрываются. Приближенно можно считать, что при напряжениях в арматуре порядка  $\sigma_s = 200...250 \text{ МПа}$

ширина раскрытия трещин находится в пределах  $a_{crc} = 0,2...0,3 \text{ мм}$ . Наличие трещин открывает доступ к арматуре атмосферной влаги и агрессивным газам, что при определённой ширине раскрытия может вызвать коррозию. Поэтому ширина раскрытия трещин в период эксплуатации железобетонных конструкций должна быть ограничена.

### 3.4. Сцепление арматуры с бетоном

Под сцеплением понимают непрерывную 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. Наибольшие их значения ( $\tau_{max}$ ) действуют на некотором расстоянии от торца и не зависят от длины заделки стержня в бетоне (рис.30).

Надёжность сцепления по опытным данным зависит от трёх следующих факторов:

- 1) сопротивления бетона усилиям смятия и среза, обусловленным выступами и другими неровностями на поверхности арматуры, т. е. механическим зацеплением арматуры за бетон (рис. 30, г);
- 2) от сил трения арматуры о бетон, которые вследствие усадки бетона развиваются на поверхности арматуры при попытке выдернуть стержень;
- 3) от склеивания поверхности арматуры с бетоном, возникающего благодаря клеящей способности геля бетона.

Наибольшее влияние на прочность сцепления стержней периодического профиля оказывает первый фактор — он обеспечивает около 75% от общей величины сцепления.

Среднее напряжение сцепления равно отношению усилия в стержне к площади поверхности заделки (рис. 30, б, в):

$$\tau = N / A_{an} = N / l_{an} \pi d ,$$

откуда необходимая длина заделки стержня в бетон  $l_{an} \geq N / \tau \pi d$ .



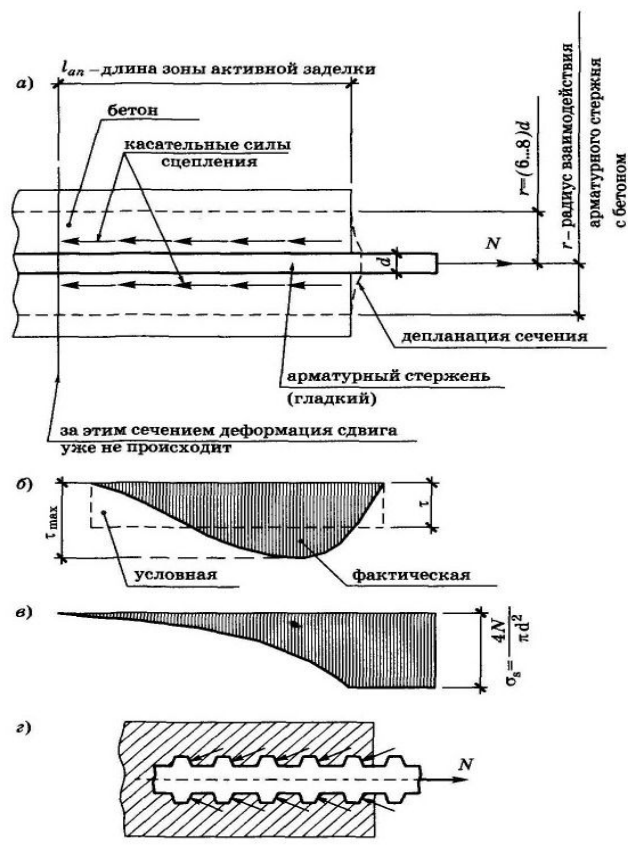


Рис.30. Сцепление арматуры с бетоном: а — арматурный стержень в бетоне; б — эпюра касательных напряжений сцепления; в - эпюра нормальных напряжений; г — при арматуре периодического профиля

Сцепление арматуры с бетоном улучшается с повышением класса бетона по прочности на сжатие, с увеличением возраста бетона, с увеличением содержания цемента в единице объёма бетона, с уменьшением  $V/C$ .

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.

### 3.5. Анкеровка арматуры в бетоне

В железобетонных конструкциях 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 (рис.31).

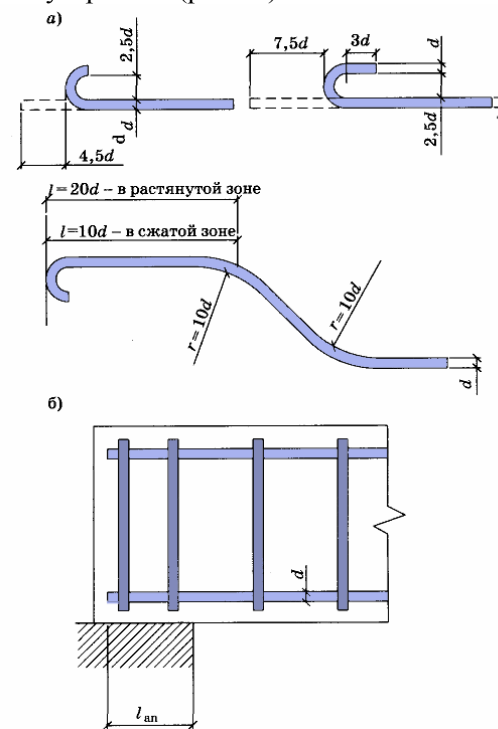


Рис. 31. Анкеровка арматуры: а – круглых гладких стержней; б – стержней периодического профиля на свободной опоре балки

Арматура из гладких стержней класса А240 должна иметь по концам анкера в виде полукруглых крюков диаметром  $2,5ds$  (рис. 31,а). Анкерами гладких стержней в сварных сетках и каркасах служат стержни поперечного направления, поэтому их применяют без крюков

на концах (рис. 31,б). Также не имеют крюков на концах арматурные стержни периодического профиля, обладающие значительно лучшим сцеплением с бетоном.

Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- прямое окончание стержня (прямая анкеровка);
- загиб на конце стержня в виде крюка, отгиба (лапки) или петли;
- приварка или установка поперечных стержней;
- применение специальных анкерных устройств на конце стержня (рис. 32).

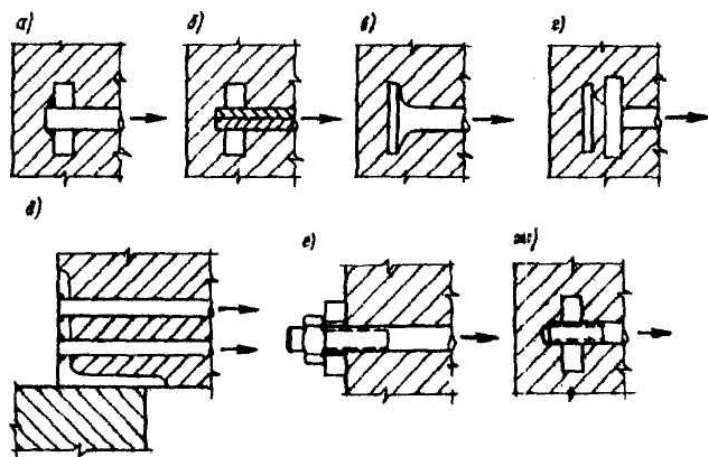


Рис. 32. Анкеровка арматуры путем устройства на концах специальных анкеров, в виде: а - приваренной пластины; б - обжатой пластины; в - высаженной головки; г - высаженной головки с шайбой; д - приваренного стержня к уголку; е - гайки с шайбой снаружи; ж - гайки внутри

Прямую анкеровку и анкеровку с лапками применяют только для арматуры периодического профиля. Для растянутых гладких стержней следует предусматривать крюки, петли, приваренные поперечные стержни или специальные анкерные устройства.

Лапки, крюки и петли не рекомендуется применять для анкеровки сжатой арматуры, за исключением гладкой арматуры, которая может подвергаться растяжению при некоторых возможных сочетаниях нагрузки.

При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс, профиль и диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение

элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

Длину анкеровки принимают не менее  $15d_s$  и не менее 200 мм.

На крайних свободных опорах элементов длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее  $5d_s$ .

### 3.6. Усадка железобетона

Наличие арматуры существенно уменьшает усадку и набухание бетона. Это объясняется тем, что арматура вследствие сцепления с бетоном становится внутренней связью, препятствующей свободной усадке бетона. Опыты показали, что при  $\mu\% = 2\%$  деформации усадки железобетонных элементов уменьшаются в 1,5...2 раза, при  $\mu\% = 5\%$  - более чем в 3 раза по сравнению со свободной усадкой бетона.

Стеснение (ограничение) арматурой деформаций усадки бетона приводит к возникновению в железобетонном элементе собственных или начальных внутренне уравновешенных напряжений: растяжения в бетоне и сжатия в арматуре.

Начальные растягивающие напряжения в бетоне от усадки способствуют более раннему образованию трещин в тех зонах железобетонных элементов, которые испытывают растяжение от нагрузки.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях (арках, рамах и т.п.) лишние связи препятствуют усадке железобетона, вызывая появление дополнительных внутренних усилий.

### 3.7. Ползучесть железобетона

В результате стеснённого деформирования бетона ползучесть железобетонных элементов при обычных процентах армирования примерно в 1,5...2 раза меньше, чем неармированных.

Вследствие ползучести бетона напряжённое состояние железобетонного элемента, находящегося под постоянной нагрузкой, изменяется с течением времени за счёт перераспределения усилий между бетоном и арматурой. Процесс перераспределения усилий особенно интенсивно протекает в первые 3...4 месяца после нагружения, а затем в течение длительного времени (более года) затухает.

Количественный анализ перераспределения напряжений (усилий) в сжатом бетоне ( $N_b$ ) и сжатой арматуре ( $N_s$ ) вследствие ползучести бетона можно привести, рассмотрев работу железобетонной призмы (относительно короткой, в которой не сильно ощущается влияние про-

дольного изгиба) с симметрично расположенной арматурой на осевое сжатие при действии постоянной длительной нагрузки (рис. 33,а). Бетон в железобетонном элементе с увеличением времени нагружения разгружается, а продольная арматура догружается. Графически это перераспределение представлено на рис.33, б).

Расчёты и опыты показывают, что при действии на конструкцию эксплуатационных нагрузок напряжения в продольной арматуре сжатых железобетонных элементов возрастают в 2...3 раза вследствие ползучести бетона.

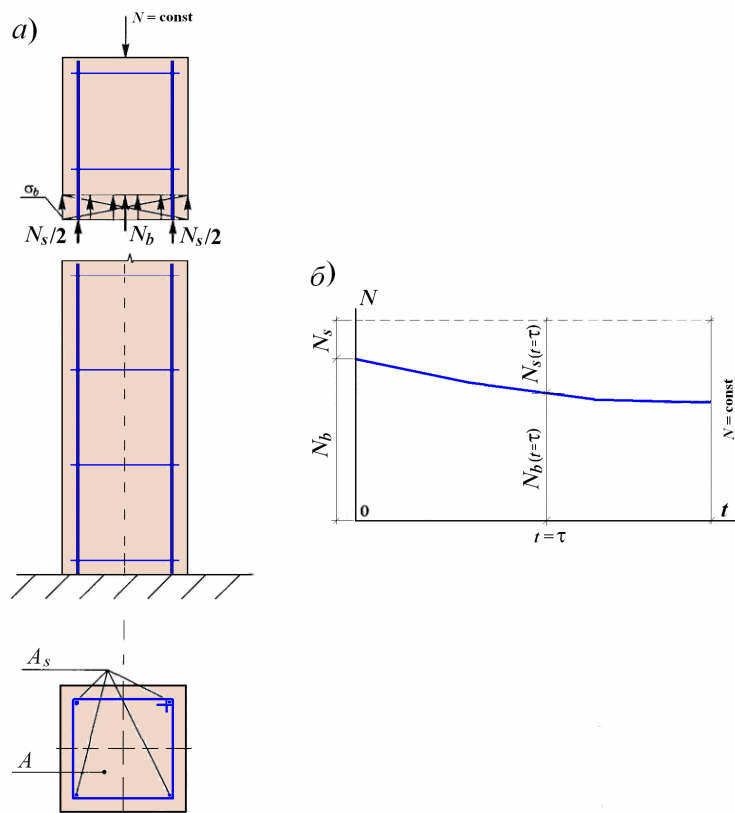


Рис. 33. Перераспределение усилий между арматурой и бетоном в сжатой железобетонной призме вследствие ползучести бетона: а — схема работы железобетонной призмы под нагрузкой; б — характер изменения усилий в бетоне и арматуре при постоянной нагрузке в течение длительного времени

В коротких центрально сжатых железобетонных элементах ползучесть оказывает положительное влияние на их работу, обеспечивая более полное использование прочностных свойств бетона и арматуры. В гибких сжатых элементах, наоборот, ползучесть бетона вызывает увеличение начальных эксцентриситетов продольной силы, что может снизить их несущую способность.

В статически неопределимых конструкциях вследствие ползучести бетона может происходить выгодное перераспределение усилий (главным образом изгибающих моментов) между отдельными поперечными сечениями.

В некоторых других случаях ползучесть бетона может приводить к ухудшению работы железобетонной конструкции. Например, в изгибаемых элементах (балки, плиты) со временем значительно увеличиваются прогибы (примерно в 2...3 раза по сравнению с первоначальным), особенно при загрузке бетона в раннем возрасте.

### 3.8. Коррозия железобетона

Под коррозией железобетона следует понимать неблагоприятное воздействие на него жидкой или газообразной агрессивной среды, которое может привести к серьёзным повреждениям или снизить долговечность конструкции.

Процессы коррозии могут протекать как в бетоне, так и при некоторых условиях в арматуре.

Степень склонности железобетона к коррозии зависит от:

- характера агрессивной среды;
- плотности бетона;
- вида цемента;
- скорости поступления агрессивной среды к поверхности бетона.

Различают три вида коррозии бетона.

При недостаточно плотных бетонах под действием фильтрующейся воды с малой жёсткостью растворяется основная часть цементного камня — гидрат окиси кальция  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  — гашёная известь. Этот раствор выносится на поверхность бетона, образуя на ней белые хлопья. Наиболее опасными являются мягкие воды с малым содержанием солей кальция. Наибольшее количество  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  содержится в портландцементе, поэтому он наименее стоек к этому виду коррозии (выщелачиванию).

Второй вид коррозии может происходить в результате химического взаимодействия  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  и агрессивной среды (водной или газообразной), если она содержит некоторые кислоты и соли (серную кислоту,



её соли, соли Mg, CO<sub>2</sub>). Продукты обменных реакций этих веществ с составляющими цементного камня либо остаются на месте в виде аморфной массы, не обладающей прочностью, либо в растворённом виде уносятся с водой. Могут появляться потёки в виде белой слизи на поверхности бетона.

Третий вид коррозии - разрушение бетона происходит оттого, что продукты взаимодействия агрессивной среды и цементного камня, кристаллизуясь, постепенно заполняют поры и каналы последнего. По мере накопления этих отложений цементный камень сначала уплотняется, а затем начинает разрушаться, так как накопление кристаллов приводит к разрыву стенок пор. Это происходит, например, при действии на цементный камень сернокислых солей.

В реальных условиях обычно происходит одновременная коррозия всех трёх видов с преобладанием одного из них. Из кислот для бетона наиболее опасны соляная и азотная, серная и сернистая. Морская вода и раствор сахара также вредно воздействуют на бетон.

Коррозия (ржавление) арматуры обычно протекает одновременно с коррозией бетона. Арматура защищена от коррозии бетонной оболочкой из щелочной среды, создаваемой наличием Ca(OH)<sub>2</sub> в цементном камне. При эксплуатации углекислый газ, имеющийся в воздухе, диффундирует, проникая через поверхность и систему пор в глубь железобетонной конструкции. Углекислый газ вступает в реакцию с цементным камнем, и в результате протекающего процесса карбонизации утрачиваются щёлочность и защитное действие бетона по отношению к арматуре.

При хорошей водо- и газопроницаемости бетона, а также при наличии в нём трещин шириной 0,2...0,25 мм и более может начаться коррозия арматуры независимо от коррозии бетона. Продукты коррозии арматуры имеют больший объём по сравнению с первоначальным объёмом стали. Они создают отпор и откалывание участков защитного слоя бетона, после чего процесс коррозии протекает ещё быстрее. Чаще всего коррозия арматуры начинается при недостаточной толщине защитного слоя бетона и в местах с дефектами укладки бетона. Развитию коррозии в арматуре способствуют блуждающие токи.

Мероприятия по защите железобетона от коррозии:

- повышение плотности бетона;
- расход цемента на 1 м<sup>3</sup> бетона для наружных конструкций должен быть не менее 250 кг, для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях — не менее 220 кг;
- применение бетонов, приготавливаемых на шлакопортландцементе и глинозёмистом цементе (в них мало CaO);
- применение битумных и асфальтовых покрытий;

- применение керамической кислотоупорной облицовки или оклещной изоляции;
- применение полимербетонов;
- применение ингибиторов (замедлителей) коррозии контактного и мигрирующего действия для профилактики коррозионного разрушения железобетонных конструкций и защиты от коррозии наземных и подземных железобетонных конструкций при их ремонте. При добавлении в бетон адсорбируется на поверхности арматурной стали, образуя защитные слои, что значительно повышает её коррозионную стойкость.

### 3.9. Защитный слой бетона

Арматура, расположенная внутри сечения конструкции, должна иметь защитный слой бетона (расстояние от поверхности арматуры до соответствующей грани конструкций), чтобы обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- 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 следует принимать по таблице. Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в таблице, уменьшают на 5 мм.

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует принимать не менее диаметра стержня арматуры.

В изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых (при  $M_l/N_l > 0,3h$ ) элементах, кроме фундаментов, толщина защитного слоя для растянутой рабочей арматуры, как правило, не должна превышать 50 мм. В защитном слое толщиной свыше 50 мм следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток.

Таблица

| Условия эксплуатации конструкций зданий  | Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее |
|--|---|
| В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности  | 20  |
| В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)          | 25  |
| На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)                                     | 30  |
| В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки | 40  |
| В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки  | 70  |

### 3.10. Минимальные расстояния между стержнями

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:

$$d_{s,red} = \sqrt{\frac{\sum_i^n d_{si}^2}{n}}$$

где  $d_{si}$  - диаметр одного стержня в пучке,  $n$  - число стержней в пучке.

## Б. Экспериментальные основы теории сопротивления железобетона и методы расчёта железобетонных конструкций

### 1. Общие сведения

Железобетон состоит из двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов: стальной арматуры — упругого материала (при рабочих напряжениях  $\sigma_s < \sigma_y$ ) и бетона — упруго-пластического материала, не подчиняющегося закону Гука. Поэтому несущая способность железобетонных конструкций, вычисленная по формулам сопротивления упругих материалов, при допущении, что бетон на растяжение не работает, обычно существенно отличается (в меньшую сторону) от несущей способности, установленной при испытаниях. В связи с этим методика расчёта железобетонных конструкций построена на экспериментальной основе. По мере накопления опытных данных методы расчёта железобетонных конструкций совершенствуются.

### 2. Стадии напряжённо-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов

Чтобы понять работу и характер разрушения изгибаемых железобетонных элементов, рассмотрим напряженное состояние балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами  $P$  по схеме, представленной на рис. 34.

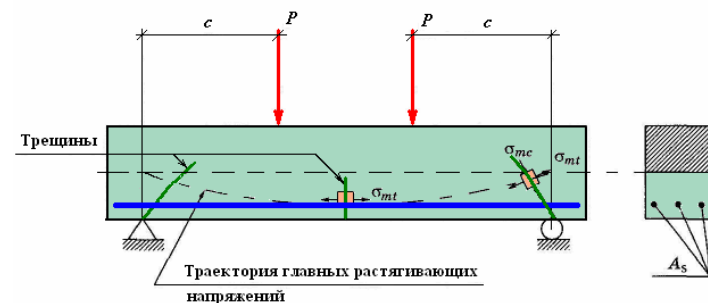


Рис. 34. Схема нагружения железобетонной балки

Опыты показывают, что при этом в балке могут возникнуть трещины, как нормальные к продольной оси, так и наклонные, что соответ-

ствуется траекториям главных растягивающих напряжений  $\sigma_m$ . Разрушение балки может произойти как по нормальному, так и по наклонному сечению. В большинстве случаев сначала появляются трещины, перпендикулярные к продольной оси балки (нормальные) в зоне чистого изгиба, а затем, по мере увеличения нагрузки, и наклонные - преимущественно на приопорных участках.

Рассмотрим случай разрушения балки, представленной на рис. 34, по нормальному сечению при загрузке её постепенно возрастающей нагрузкой. Такое разрушение может иметь место, когда продольная арматура в растянутой зоне поставлена не в избытке. При этом условимся, что бетон работает в соответствии с диаграммой сжатия, у которой нисходящая ветвь отсутствует, а арматура предусмотрена из "мягкой" стали и имеет на диаграмме растяжения чётко выраженную площадку текучести (рис. 17).

При постепенном увеличении нагрузки на такую балку можно выделить три характерные стадии работы её поперечных сечений, находящихся в зоне чистого изгиба (рис. 35).

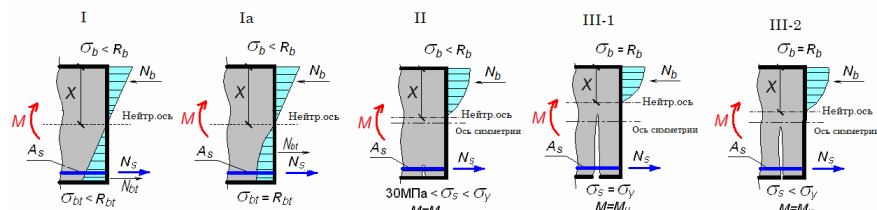


Рис. 35. Стадии напряжённо-деформированного состояния изгибаемого элемента

**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:

$$\sigma_{s,cr} = E_s \varepsilon_{s,cr} = E_s \varepsilon_{bt,ult} = 2 \cdot 10^5 (0,1 - 0,15) 10^{-3} = (20 - 30) \text{ МПа.}$$

**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 (расположенной 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.

**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  $\sigma_s = \sigma_y$  ( $\sigma_s = \sigma_{0,2}$ ). 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 – призменной 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.

**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  $N_s = \sigma_y A_s$ . Из условия равенства усилий в арматуре и бетоне при равновесии элемента  $N_s = N_b$ , усилие в бетоне  $N_b = R_b A_b = R_b b x$  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  $\max M_{ult}$ , воспринимаемому сечением элемента, т.е.  $A_{sR} \leftrightarrow N_{sR} = N_{bR} \leftrightarrow x_R \leftrightarrow \max M_{ult}$ . Дальнейшее увеличение арматуры в элементе не приводит к увеличению прочности сечения, т.к. сжатый бетон не может воспринять момент больший, чем  $\max M_{ult}$ .

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 *границной 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.

### 3. Методы расчёта железобетонных конструкций

Методами расчета называют методы подбора сечений бетонных и железобетонных элементов. Они менялись за время существования железобетона с течением времени по мере накопления опытных данных.

За время существования железобетона в практике проектирования применяли следующие методы расчёта:

#### 1. По допускаемым напряжениям (конец IX в. – 1938 г).

Основоположник метода – Луи Навье (1826 г.):

$$\sigma \leq [\sigma],$$

где:  $\sigma$  – напряжение в элементе от действующей эксплуатационной нагрузки;  $[\sigma]$  – допускаемое напряжение для данного материала, определяемое по опытным данным.

#### 2. По разрушающим усилиям (1938 – 1955 г.г.).

Разработан проф. А.Ф. Лолейтом, проф. А.А. Гвоздевым:

$$kU \leq U_{раз.},$$

где:  $U$  – усилие, действующее в элементе в стадии эксплуатации;  $U_{раз.}$  – разрушающее усилие в элементе;  $k$  – единый коэффициент запаса, принимаемый 1,8...2,4.

#### 3. По предельным состояниям (с 1955 г. по настоящее время).

Разработан акад. В.М. Келдышем, проф. А.А. Гвоздевым, Н.С. Стрелецким и др.:

$$F \leq F_{ult},$$

где:  $F$  – усилие в элементе от внешней нагрузки;  $F_{ult}$  – предельное усилие, которое может быть воспринято элементом (несущая способность элемента).

## 4. Метод расчёта железобетонных конструкций по предельным состояниям

Основные положения расчёта конструкций по предельным состояниям изложены в ГОСТ 27751-88 «Надёжность строительных конструкций и оснований».

### 4.1. Основные положения

В предыдущих методах расчёта за критерий прекращения эксплуатации конструкции (сооружения) принимали их разрушение. Однако прекращение эксплуатации может наступить в силу различных причин, одной из которых может быть, в частном случае, и потеря несущей способности. Следовательно, прекращение эксплуатации не обязательно связано с какими-либо разрушениями, а обусловлено состоянием конструкции.

За критерий метода расчёта по предельным состояниям принят критерий *пригодности конструкции*. Непригодная конструкция не может представлять собой материальной ценности, даже если она сохраняет свою прочность. Принятый новый критерий оценки предельного состояния конструкции, т.е. его пригодность, 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 заключается в чётком установлении 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 [1,2] предусмотрено две группы предельных состояний:

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

Цель расчёта – не допустить:

- любого вида разрушение конструкции (расчёты на прочность);

- потери устойчивости положения конструкции (расчёты на опрокидывание, скольжение);

- потери устойчивости формы конструкции (расчёты на общую и местную устойчивость).

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

Цель расчёта – не допустить:

- чрезмерных деформаций конструкции: прогибы, осадки, углы поворота, амплитуды колебаний и т.п. (расчёты по деформациям);

- 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, совершенно 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 -  $\gamma_{ei}$ , 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.

#### 4.2. Нагрузки и воздействия

Нагрузки и воздействия на здания и сооружения принимают в соответствии с [3] СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*). В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются на:

##### 1. Постоянные ( $P_d$ );

##### 2. Временные ( $P$ ), которые, в свою очередь, делятся на:

- длительные ( $P_l$ );
- кратковременные ( $P_s$ );
- особые ( $P_o$ ).

##### Постоянные нагрузки:

- собственный вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений;
- вес и давление грунтов, горное давление;
- гидростатическое давление;
- усилия предварительного напряжения конструкций.

##### Временные длительные нагрузки:

- вес стационарного оборудования на перекрытиях — станков, аппаратов, двигателей, ёмкостей и т. п.;
- давление газов, жидкостей, сыпучих тел в ёмкостях и трубах;
- нагрузки на перекрытия от складываемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;
- воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов;
- температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- часть нагрузки (с пониженным коэффициентом) от веса людей, кранов, снега, температурных климатических воздействий и др.

##### Кратковременные нагрузки:

- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- климатические (снеговые, ветровые, температурные, гололёдные) нагрузки;
- нагрузки от транспортных средств;
- нагрузки от подвижного подъёмно-кранового оборудования, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением;
- нагрузки от оборудования, возникающие в пусконаладочном, переходном и испытательном режимах и др.

##### Особые нагрузки:

- сейсмические воздействия;
- взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования и др.

В зависимости от величины нагрузки делят на:

- нормативные ( $P_{dn}$ ,  $P_n$ );
- расчётные ( $P_d$ ,  $P$ ).

**Нормативными** называют нагрузки или воздействия, величины которых установлены нормами в качестве основных характеристик нагрузок.

Возможное отклонение нагрузки в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок учитывают коэффициентом надёжности по нагрузке ( $\gamma_f$ ).

Значения коэффициента  $\gamma_f$  дифференцированы в зависимости от характера нагрузок и их величины. Так, например, при учёте собственного веса бетонных и железобетонных конструкций  $\gamma_f=1,1$ ; для временных нагрузок  $\gamma_f=1,2-1,4$  и т.д. Коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса при расчёте конструкции на опрокидывание и скольжение, а также в других случаях, когда уменьшение массы ухудшает условия работы конструкции, принимают равным 0,9.

**Расчётными** называют нагрузки или воздействия, величины которых принимают в расчётах.

Расчётное значение нагрузки для расчёта конструкции на прочность или устойчивость определяют путём умножения нормативного значения нагрузки на коэффициент надёжности по нагрузке (чаще  $\gamma_f > 1,0$ ):

$$P_d = P_{dn} \gamma_f \text{ и } P = P_n \gamma_f .$$

Расчёты по предельным состояниям второй группы ведут по расчётным нагрузкам, взятым с коэффициентом надёжности по нагрузке  $\gamma_f = 1,0$ , т.е. численно равным нормативным нагрузкам, если иные значения этих коэффициентов не оговорены особо в нормах проектирования.

Здания и сооружения подвергаются одновременному воздействию различных нагрузок. Поэтому расчёт здания или сооружения в целом, либо отдельных его элементов, выполняют с учётом наиболее неблагоприятных сочетаний этих нагрузок или усилий, вызванных ими. Неблагоприятные, но реально возможные, сочетания нагрузок при проектировании выбираются в соответствии с рекомендациями СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают:

- **основные сочетания** нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- **особые сочетания** нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых.

Вероятность одновременного действия максимальных значений нагрузок учитывают с помощью коэффициентов сочетания нагрузок  $\psi \leq 1,0$ .

Таким образом, расчётная нагрузка есть *самая неблагоприятная возможная величина нагрузки за весь период эксплуатации конструкции*.

### 4.3. Степень ответственности зданий и сооружений

Степень ответственности зданий и сооружений определяют размером материального и социального ущерба, возникающего в случае достижения ими предельного состояния. При проектировании это учитывают путём введения в расчёт *коэффициента надёжности по ответственности*  $\gamma_n$ , значение которого зависит от уровня ответственности здания или сооружения. На коэффициент  $\gamma_n$  следует умножить

нагрузочный эффект (внутренние силы и перемещения конструкций, вызываемые нагрузками и воздействиями).

Нормами [4] установлено три уровня ответственности для зданий и сооружений:

- **I уровень - повышенный**,  $\gamma_n \geq 1,1$ . Этот уровень следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжёлым экономическим, социальным и экологическим последствиям: главные корпуса ТЭС, АЭС, сооружения связи высотой  $\geq 100$  м, резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью  $\geq 10$  тыс. м<sup>3</sup>, магистральные трубопроводы, а также уникальные здания и сооружения - крытые спортивные сооружения с трибунами, здания театров, кинотеатров, цирков, крытых рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, больниц, родильных домов, музеев, государственных архивов и т. п.;

- **II уровень - нормальный**,  $\gamma_n \geq 1,0$ . Этот уровень следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, промышленные, сельскохозяйственные здания и сооружения);

- **III уровень - пониженный**,  $\gamma_n \geq 0,8$ . Этот уровень следует принимать для зданий и сооружений сезонного и вспомогательного: парники, теплицы, павильоны, склады и подобные сооружения.

### 4.4. Прочностные свойства материалов

Основными прочностными характеристиками материалов железобетонных конструкций являются нормативные и расчётные сопротивления бетона и арматуры.

**Нормативные сопротивления материалов ( $R_n$ )** – это установленные нормами на основе ГОСТ или испытаний основные характеристики сопротивления материалов силовым воздействиям.

За нормативное сопротивление принимают наименьшие контролируемые значения временного сопротивления или предела текучести материала, определяемое с учётом статистической изменчивости прочности:

$$R_n = R_m (1 - \chi \nu) ,$$

где  $R_m$  - среднее значение показателя прочности;  $\nu$  - коэффициент вариации (изменчивости) прочности;  $\chi = 1,64$  – число «стандартов» (показатель надёжности), соответствующее обеспеченности 0,95, т.е.

повторению не менее чем в 95% случаев прочности материала, равной или большей нормативному сопротивлению.

**Нормативными сопротивлениями бетона** являются: сопротивление осевому сжатию призм – *призменная прочность бетона*  $R_{bn}$  и *сопротивление осевому растяжению*  $R_{btm}$ , которые определяют в зависимости от класса бетона по прочности при обеспеченности 0,95.

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,00125B) \geq 0,72B;$$

$$R_{btm} = 0,375\sqrt[3]{B^2}.$$

При контроле класса бетона по прочности на осевое растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению  $R_{btm}$  принимают равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение  $R_{btm} = B_t$ .

**Нормативными сопротивлениями арматуры** являются:

- для стержневой арматуры – *физический предел текучести*  $\sigma_y$  или *условный предел текучести*  $\sigma_{0,2}$ ;

- для проволочной арматуры – *условный предел текучести*  $\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u$  с доверительной вероятностью 0,95.

**Расчётные сопротивления материалов ( $R$ )** – это значения сопротивления материалов, принимаемые в расчётах. Их получают путём деления нормативных сопротивлений на коэффициенты надёжности по материалу.

Расчётные сопротивления бетона осевому сжатию  $R_b$  и осевому растяжению  $R_{bt}$  для расчёта по предельным состояниям первой группы получают по формулам:

$$R_b = R_{bn} / \gamma_b; \quad R_{bt} = R_{btm} / \gamma_{bt},$$

где  $\gamma_b = 1,3$  — коэффициент надёжности по бетону при сжатии;

$\gamma_{bt}$  - коэффициент надёжности по бетону при растяжении равный:

1,3 - при назначении класса бетона по прочности на растяжение;

1,5 – при назначении класса бетона по прочности на сжатие.

Расчётные сопротивления арматуры растяжению  $R_s$  для расчётов по предельным состояниям первой группы равны:

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s,$$

где  $\gamma_s$  - коэффициент надёжности по арматуре принимаемый:

1,1 - для арматуры классов А240, А300 и А400;

1,15 – для арматуры классов А500, А600, А800;

1,2 - для арматуры классов А540, А1000, А1200, А1500, В500, Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500, К1400 и К1500.

Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию  $R_{sc}$  принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению  $R_s$ , но не более 400 МПа, при этом для арматуры класса В500  $R_{sc} = 360$  МПа, а для арматуры класса А540  $R_{sc} = 200$  МПа.

Наступление предельных состояний второй группы не столь опасно как первой, так как это обычно не влечёт за собой аварий, обрушений, жертв, катастроф. Поэтому расчётные сопротивления бетона и арматуры для расчёта конструкций по предельным состояниям второй группы устанавливают при коэффициентах надёжности по материалам  $\gamma_b = \gamma_{bt} = \gamma_s = 1,0$ , т.е. принимают их численно равными нормативным значениям:  $R_{b,ser} = R_{bn}$ ;  $R_{bt,ser} = R_{btm}$ ;  $R_{s,ser} = R_{sn}$ .

В необходимых случаях расчетные сопротивления бетона умножают на коэффициенты условий работы ( $\gamma_{bi}$ ), учитывающие особенности работы бетона в конструкции (характер нагрузки, условия окружающей среды и т.д.):

а)  $\gamma_{b1} = 0,9$  - для бетонных и железобетонных конструкций при действии только постоянных и длительных временных нагрузок, вводимый к расчетным значениям сопротивлений  $R_b$  и  $R_{bt}$ ;

б)  $\gamma_{b2} = 0,9$  - для бетонных конструкций, вводимый к расчетным значениям сопротивления  $R_b$ ;

в)  $\gamma_{b3} = 0,9$  - для бетонных и железобетонных конструкций, бетонированных в вертикальном положении, вводимый к расчетному значению сопротивления бетона  $R_b$ .

Таким образом, *расчётное сопротивление* – это наименьшее возможное сопротивление материала данного вида, класса или марки, с которым приходится считаться в расчётах при проектировании конструкций.

#### 4.5. Структура расчётных формул в общем виде

Требование расчёта железобетонных конструкций по предельным состояниям состоит в том, чтобы величины усилий, напряжений, деформаций, раскрытия трещин от учитываемых в расчётах нагрузок и



воздействий *не должны превышать* предельных значений этих величин, определяемых в соответствии с нормами проектирования конструкций.

**Расчёты по несущей способности** (по предельным состояниям первой группы) выполняют из условия, по которому усилие от внешних нагрузок в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия, которое может быть воспринято элементом в этом сечении:

$$F \leq F_{ult},$$

где  $F = \sum_{i=1}^k F_{ni} \gamma_{fi} \gamma_{mi} \psi_i$  - наибольшее возможное усилие в элементе от нагрузки;

$$F_{ult} = \Phi \left( S, R_{bn} \frac{1}{\gamma_b}, R_{sn} \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

- минимальная возможная несущая способность элемента, где  $S$  — коэффициент, учитывающий форму и размеры поперечного сечения элемента.

Изменчивость величин  $F$  и  $F_{ult}$ , как правило, описывается законом нормального распределения случайных величин. Условие прочности можно изобразить графически (рис. 36.).

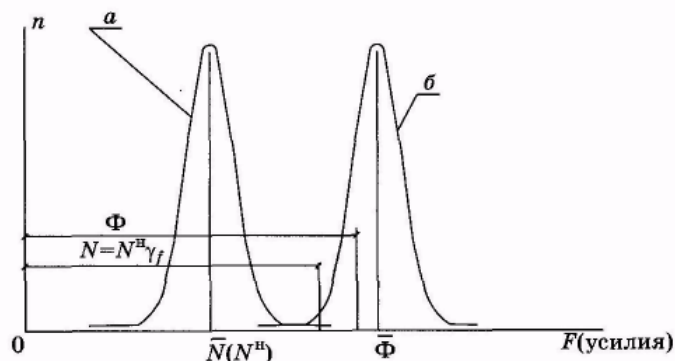


Рис. 36. Кривые распределения:  $a$  — усилий от внешней нагрузки в расчётном сечении;  $b$  — несущей способности в том же сечении;  $\bar{N}$  — среднестатистическое значение усилия от внешней нагрузки ( $N^н$ );  $N$  — расчётное значение усилия;  $\bar{\Phi}$  — среднестатистическое значение несущей способности элемента;  $\Phi$  — значение несущей способности с учётом пониженных против контролируемых прочностей бетона и арматуры

Аналогично можно записать условия, которые необходимо соблюдать при расчётах по предельным состояниям второй группы, т.е. при расчётах прогибов, по образованию трещин и ширины их раскрытия.

**Расчёт по деформациям** заключается в определении прогиба или перемещения конструкции от нагрузок  $f$  и в сравнении его с предельно допустимым прогибом или перемещением по нормам  $f_{ult}$ :

$$f \leq f_{ult}.$$

**Расчёт по образованию трещин** производят из условия, по которому усилие от внешних нагрузок  $F$  в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия  $F_{crc,ult}$ , которое может быть воспринято элементом при образовании трещин:

$$F \leq F_{crc,ult}.$$

**Расчёт по раскрытию трещин** заключается в определении ширины раскрытия трещин от нагрузок  $a_{cre}$  и сравнении её с предельно допустимой шириной раскрытия по нормам  $a_{crc,ult}$ :

$$a_{cre} \leq a_{crc,ult}.$$

#### 4.6. Достоинства и недостатки метода расчёта по предельным состояниям

Основная идея метода расчёта по предельным состояниям заключается в обеспечении гарантии того, чтобы даже в тех редких случаях, когда на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, прочность бетона и арматуры минимальна, а условия эксплуатации весьма неблагоприятны, конструкция не разрушалась или не получала бы недопустимых прогибов или чрезмерного раскрытия трещин.

##### Достоинства метода

1. Введением в расчёты вместо единого коэффициента запаса прочности системы расчётных коэффициентов, дифференцированно учитывающих влияние на несущую способность элемента изменчивости нагрузок, прочностных свойств материалов, условий эксплуатации, класса ответственности достигают лучшей сходимости теоретических данных с опытными, чем при едином коэффициенте запаса  $k$  в прежних методах расчёта.
2. Каждое новое достижение в повышении однородности материалов может быть учтено в нормах, что приведёт к их экономии.
3. Конструкции, рассчитанные по предельным состояниям, получаются несколько экономичнее по расходу материалов.

## Недостатки метода

1. Некоторые коэффициенты метода не получили достаточного опытного обоснования. Так, например, одинаковый коэффициент надёжности по нагрузке для собственного веса  $\gamma_f=1,1$ , применяемый как для большепролётных тонкостенных покрытий типа оболочек, где нагрузка от массы покрытия является основной, так и для междуэтажных перекрытий, которые работают на значительную временную нагрузку, недостаточно обоснован.

2. Определение несущей способности элементов, состоящих из двух и более материалов (например, железобетонных) выполняется в настоящее время без учёта совместного статистического разброса прочности этих материалов при расчётных сопротивлениях, соответствующих низшей прочности каждого материала. Вероятность обнаружить материал с прочностью ниже расчётного сопротивления приблизительно равна 0,001. Вероятность совместного невыгодного совпадения арматуры и бетона минимальной прочности является величиной чрезвычайно малой (примерно  $2 \cdot 10^{-6}$ ), которая практически не может встретиться в эксплуатируемых конструкциях. В связи с этим запроектированные по нормам конструкции обладают дополнительными резервами прочности, которые не учитывают в расчётах.

## Литература

1. **СНиП 52-01-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]: утв. Государственным комитетом Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу 30.06.2003: взамен СНиП 2.03.01-84: дата введ. 01.03.2004.- М.:ГУП НИИЖБ, 2004.-26 с.

2. **СП 52-101-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст]: утв. Государственным комитетом Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному комплексу 30.06.2003: взамен СНиП 2.03.01-84: дата введ. 01.03.2004.-М. ГУП НИИЖБ, 2004.-55 с.

3. **СП 20.13330.2011** «Нагрузки и воздействия» (актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*) [Текст]: утв. Министерством регионального развития РФ 27.12.2010: взамен СНиП 2.01.07-85\*: дата введ. 20.05.2011:- М. Минрегион России, 2010.-80 с.

4. **Федеральный закон № 384-ФЗ** «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» Срок введ. 30.06.10.- М. Проспект, 2010.- 32 с.

5. **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлого бетона без предварительного напряжения (к СП 52-101-2003. [Текст]: ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. - М. ОАО ЦНИИ промзданий, 2005.-214 с.

6. **Байков, В.Н.**, Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. Изд. 5-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.

7. **Бондаренко, В.М.**, Железобетонные и каменные конструкции. [Текст]: учеб. для строит. спец. вузов / В. М. Бондаренко, Р. О. Бакиров, В. Г. Назаренко, В. И. Римшин; Под ред. В. М. Бондаренко. Изд. 3-е, испр.- М.: Высш. шк., 2004. - 876 с.: ил.

8. **Грушевский, Г.М.** Железобетонные конструкции. [Текст]: учебное пособие / Г.М. Грушевский, О.О. Иваев, С.К. Романов, В.В. Ходыкин; ННГАСУ: Н.Новгород, 2006. - 89 с.

## Оглавление

|  |    |  |  |
|--|----|--|--|
| <b>Введение</b>  | 1  |  |  |
| <b>А. Основные физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона</b> | 9  |  |  |
| <b>1. Бетон для железобетонных конструкций</b>   | 9  |  |  |
| 1.1. Состав бетона   | 9  |  |  |
| 1.2. Классификация бетонов   | 9  |  |  |
| 1.3. Прочность бетона  | 10 |  |  |
| 1.4. Классы и марки бетона   | 20 |  |  |
| 1.5. Деформационные свойства бетона  | 24 |  |  |
| 1.6. Модуль деформаций бетона  | 32 |  |  |
| 1.7. Усадка бетона   | 34 |  |  |
| <b>2. Арматура для железобетонных конструкций</b>  | 35 |  |  |
| 2.1. Назначение арматуры и требования к ней  | 35 |  |  |
| 2.2. Классификация арматуры  | 36 |  |  |
| 2.3. Физико-механические свойства арматурных сталей                                      | 37 |  |  |
| 2.4. Классы и сортамент арматуры   | 42 |  |  |
| 2.5. Сварные арматурные изделия  | 44 |  |  |
| 2.6. Соединения арматуры   | 48 |  |  |
| <b>3. Железобетон</b>  | 53 |  |  |
| 3.1. Общие сведения  | 53 |  |  |
| 3.2. Содержание арматуры   | 53 |  |  |
| 3.3. Значение трещиностойкости   | 54 |  |  |
| 3.4. Сцепление арматуры с бетоном  | 55 |  |  |
| 3.5. Анкеровка арматуры в бетоне   | 57 |  |  |
| 3.6. Усадка железобетона   | 59 |  |  |
| 3.7. Ползучесть железобетона   | 59 |  |  |
| 3.8. Коррозия железобетона   | 61 |  |  |
| 3.9. Защитный слой бетона  | 63 |  |  |
| 3.10 Минимальные расстояния между стержнями  | 64 |  |  |
| <b>Б. Экспериментальные основы теории сопротивления железобетона</b>                     | 65 |  |  |
| <b>1. Общие сведения</b>   | 65 |  |  |
| <b>2. Стадии напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов</b>          | 65 |  |  |
| <b>3. Методы расчёта железобетонных конструкций</b>                                      | 69 |  |  |
| <b>4. Метод расчёта железобетонных конструкций по предельным состояниям</b>              | 70 |  |  |
| 4.1. Основные положения метода   | 70 |  |  |
| 4.2. Нагрузки и воздействия  | 72 |  |  |
| 4.3. Степень ответственности зданий и сооружений   | 74 |  |  |
| 4.4. Прочностные свойства материалов   | 75 |  |  |
| 4.5. Структура расчётных формул в общем виде   | 77 |  |  |
| 4.6. Достоинства и недостатки метода   | 79 |  |  |
| Литература   | 81 |  |  |

Валерий Владимирович Свистунов  
Андрей Кириллович Ломунов

## **Основы сопротивления железобетона**

Курс лекций по дисциплине  
«Железобетонные и каменные конструкции»

Учебное пособие

Редактор Елизарова С.А.

Подписано к печати \_\_\_\_\_. Формат 60×90<sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага газетная.

Печать трафаретная. Усл. печ. л. \_\_\_\_\_ Уч.-изд. л. \_\_\_\_\_

Тираж 300. Заказ № \_\_\_\_\_

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603950, Н.Новгород, Ильинская, 65

Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65