

1. Краткая история развития железобетона.

Железобетон по сравнению с другими строительными материалами появился сравнительно недавно и почти одновременно в Европе и Америке. Его история насчитывает не более 150 лет. Однако к настоящему времени он получил самое широкое распространение в строительстве, имеет свою историю и своих выдающихся деятелей.

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

Исследования покрытий Царскосельского Дворца показали, что русские мастера еще в 1802 г. применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его.

Первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867... 1870 гг. В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций. В России железобетон стали применять с 1886 г. для перекрытий по металлическим балкам.

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

В 1886 г. М. Кёнен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии.

В 1891 г. талантливейший русский строитель проф. Н. А. Белелюбский первым провел серию испытаний железобетонных конструкций: плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролётом 17 м. В 1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений.

Конец XIX в. можно считать началом первого этапа в развитии железобетона. С этого времени повсеместно вошел в практику и метод расчета бетонных конструкций по допустимым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов.

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

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

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

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

В гидротехническом строительстве впервые железобетон был применен при строительстве Волховской ГЭС (1921... 1926 гг.), крупнейшей по тому времени. Вслед за Волховской ГЭС были построены ДнепроГЭС (1927... 1932 гг.), Нижне-Свирская ГЭС (1928... 1934 гг.), в которых бетон и железобетон применялись еще более широко.

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

области. Первый тонкостенный купол значительного диаметра (28 м) был построен в 1929 г. в Москве для планетария, а самый большой в то время гладкий купол диаметром 55, 5 м был сооружен в 1934 г. над зрительным залом театра в Новосибирске. Конструкцию купола разработал инж. Б. Ф. Матери по идее и под руководством П. Л. Пастернака.

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

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

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

Широкую индустриализацию железобетонного строительства, развитие предварительно напряженных конструкций, внедрение высокопрочных материалов и разработку нового метода расчета железобетонных конструкций следует считать началом третьего этапа в развитии железобетонных конструкций. Выдающимся примером третьего этапа может служить построенная в 1965 г. башня Большого московского телецентра общей высотой 522 м.

Под *каменными конструкциями* понимают несущие и ограждающие конструкции зданий и сооружений, выполненных путём соединения отдельных камней или каменных изделий строительным раствором.

Каменные конструкции - наиболее древние, поскольку простейшие их виды можно было выполнять примитивными инструментами. В течение многих веков основным строительным материалом был камень. Известны сооружения из необработанных естественных камней еще каменного века. Во многих странах сохранилось большое количество выдающихся памятников каменного зодчества (крепости, соборы, дворцы и кремли). Позже для каменных конструкций применяли естественный камень, кирпич - как сырец, так и обожженный. Многие годы кирпич был основным материалом.

Желание зодчих совершенствовать конструкции требовало разработки способов их расчёта. В 1638 г. Галилей впервые определил несущую способность изгибаемого бруса. В конце XVIII в. Кулон предложил теорию расчёта каменного свода.

В первом опубликованном в России научном труде о прочности каменной кладки было изучено напряженное состояние каменной кладки при сжатии. Автор В. А. Гастев доказал, что при сжатии кладки каждый кирпич подвергается изгибу и в нем возникают напряжения сжатия, среза и растяжения.

К середине 30-х гг. методы расчета прочности каменных конструкций уже были основаны на большом экспериментальном материале. За период с 30-х до 50-х гг. произошла существенная эволюция каменных конструкций и материалов. Значительно расширилась область применения кирпичных стен, было внедрено армирование кирпичной кладки на основе теории расчета армокаменных конструкций.

В 30-е гг. советскими учеными были разработаны новые методы производства работ в зимнее время, в том числе и каменных. Многочисленные исследования прочности кладки, выполненной методом замораживания раствора с твердением его после оттаивания, новые издания соответствующих нормативных документов позволили ликвидировать сезонность в строительстве. С 1931 г. в зимнее время кладку начали вести без тепляков.

В развитии теории и практики каменных конструкций велика роль В. П. Некрасова, Л. И. Онищика, С. А. Семенцова, С. В. Полякова, Ю. М. Иванова, В. А. Камейко, А. И. Рабиновича, И. Т. Котова, Н. И. Кравчени и других советских ученых.

Каменные конструкции возводят из имеющихся на местах материалов. Они просты в изготовлении, долговечны и огнестойки. Для повышения уровня механизации кладочных работ и сокращения сроков строительства в настоящее время применяют крупные блоки и панели заводского изготовления из кирпича, легких и ячеистых бетонов.

2. Сущность железобетона.

Прочность бетона на растяжение в 15-20 раз ниже, чем прочность на сжатие. Предельная растяжимость бетона $\varepsilon_{btu} = 0,015\%$ (0,15 мм на 1 м), а предельная сжимаемость $\varepsilon_{bu} = 0,2\%$ (2 мм на 1 м). Низкая прочность на растяжение не позволяет использовать неармированный бетон в конструкциях, испытывающих растяжение. Поэтому из бетона выполняют конструкции, воспринимающие сжимающие усилия: стены, фундаменты, колонны, подпорные стенки и др.

Разрушение бетонных балок происходит от разрыва нижних наиболее растянутых волокон (рис. 1, а). При этом несущая способность сжатой зоны балки используется не более чем на 5...7%. Поэтому растянутую зону балки усиливают путем введения упрочняющих элементов, чаще всего, в виде стальной арматуры. Относительное удлинение стальной арматуры при растяжении в тысячу раз превышает относительное удлинение бетона.

При достаточном армировании железобетонная балка разрушится при полном исчерпании несущей способности сжатой зоны бетона (рис. 1, б).

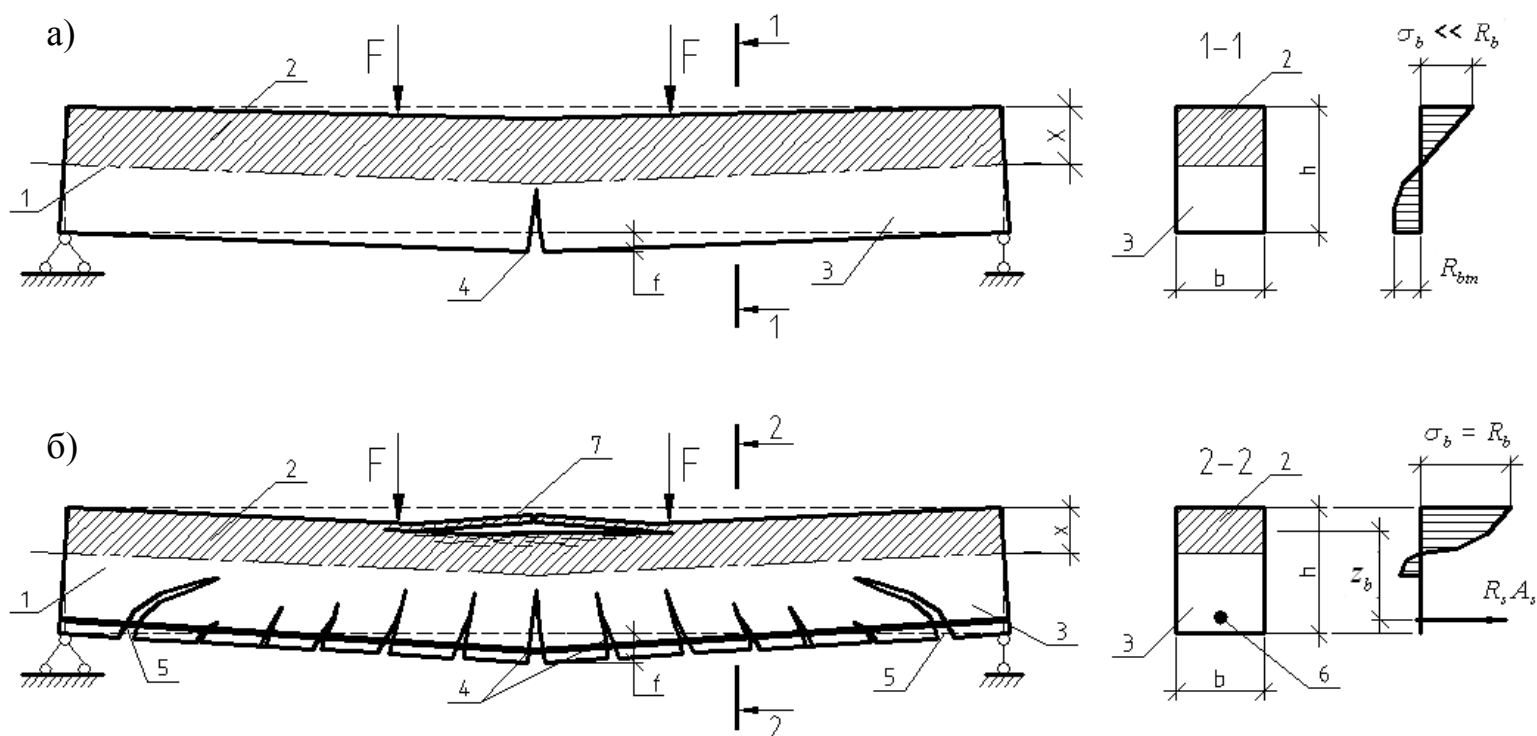


Рис. 1. Схема разрушения балки:

а – бетонной; б – железобетонной; 1 – нулевая (нейтральная линия), 2 – сжатая зона балки; 3 – растянутая зона балки; 4 – нормальные трещины; 5 – наклонные трещины; 6 – стальная арматура; 7 – разрушение бетона сжатой зоны.

Железобетон – это комплексный строительный материал, в котором бетон и арматура, соединенные взаимным сцеплением, работают под нагрузкой как единое монолитное тело. Бетон предназначен для восприятия преимущественно сжимающих усилий, а арматура – растягивающих.

3. Совместная работа арматуры и бетона.

Совместное сопротивление бетона и стальной арматуры обуславливается удачным сочетанием физикомеханических свойств этих материалов. При твердении бетона между ним и арматурой возникают значительные силы сцепления, что обеспечивает их совместное действие. Бетон и сталь обладают близкими по значениям коэффициенты температурной деформации, вследствие чего в обычных условиях при температурах в пределах от -20 до +50 градусов эксплуатационные качества конструкций не меняются. Плотный бетон защищает арматуру от коррозии, высоких температур и механических повреждений.

- 1) сцепление арматуры с бетоном, исключающее продергивание арматуры в бетоне;
- 2) примерное равенство коэффициентов температурного удлинения (укорочения) бетона и арматуры, так как в материалах с разными коэффициентами линейных температурных деформаций при перепадах температуры возникают собственные напряжения, что снижает сцепление между материалами.

$$\alpha_{bt} = (0,7 \div 1,0) \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}; \alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

- 3) способность бетона надежно предохранять арматуру от коррозии и действия огня.

4. Достоинства и недостатки железобетона

К *достоинствам* железобетонных конструкций относятся:

- высокая прочность;
- большая долговечность;
- высокая степень огнестойкости;
- стойкость против атмосферных воздействий;
- малые эксплуатационные расходы на содержание;
- гигиеничность;
- экономичность ввиду повсеместной доступности сырья.

Недостатки железобетонных конструкций.

За счет сцепления с арматурой бетон работает под нагрузкой совместно с арматурой. Предельная растяжимость бетона в тысячу раз меньше предельной растяжимости стальной арматуры, поэтому при совместном растяжении цельность бетона сохраняется только в начальный период эксплуатации (см. рис. 1, б). Напряжения в арматуре в период образования трещин всегда незначительны по сравнению с предельной прочностью арматуры.

С увеличением внешней нагрузки в изгибаемых балках происходит развитие по высоте сечения балки трещин, резко уменьшается высота сжатой зоны, снижается жесткость балки, что приводит к возрастанию прогиба.

С учетом вышеизложенного к недостаткам железобетонных конструкций без предварительного напряжения относятся:

- низкая трещиностойкость вследствие слабого включения в работу арматуры в период образования трещин, быстрое их раскрытие и быстрый рост прогибов;
- нерациональность использования в железобетонных конструкциях без предварительного напряжения высокопрочной арматуры;
- невыгодность использования бетонов повышенной и высокой прочности, поэтому железобетонные конструкции без предварительного напряжения обладают большой массой, что ограничивает величину перекрываемых пролетов;
- большая трудоемкость при изготовлении;
- большая звуко- и теплопроводность.

5. Способы изготовления и возведения ЖБК

1. *Сборные конструкции* – конструкции, возведение которых на строительной площадке производят из заранее изготовленных элементов.
2. *Монолитные конструкции* – конструкции, возведение которых осуществляют непосредственно на строительной площадке.
3. *Сборно–монолитные конструкции* – комплексные конструкции, в которых сборный и монолитный железобетон, укладываемый на месте строительства, работает под нагрузкой как одно целое.

6. Классификация бетонов

Для обеспечения долговечной и нормальной эксплуатации бетон для железобетонных конструкций должен иметь необходимые для этого физико-механические свойства:

- прочность;
- хорошее сцепление с арматурой;
- непроницаемость для защиты арматуры от коррозии;
- специальные требования: морозостойкость, жаростойкость, коррозионная стойкость и др.

Классификация бетонов:

1. По *структуре*:
 - а) плотные;
 - б) крупнопористые;
 - в) поризованные;
 - г) ячеистые.
2. По *плотности*:
 - а) особо тяжелые ($\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - б) тяжелые ($\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$);
 - в) облегченные (чаще мелкозернистые) ($\rho = 1800 \div 2200 \text{ кг/м}^3$);
 - г) легкие ($\rho = 800 \div 1800 \text{ кг/м}^3$).
3. По *виду заполнителей*:
 - а) на плотных заполнителях (щебень, песок, гравий);
 - б) на пористых заполнителях (естественных – пемза, перлит, ракушечник; искусственных – керамзит, шлак);
 - в) на специальных заполнителях.
4. По *зерновому составу*:
 - а) крупнозернистые;
 - б) мелкозернистые.
5. По *условиям твердения*:
 - а) бетоны естественного твердения;
 - б) бетоны, подвергнутые тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
 - в) бетоны, подвергнутые автоклавной обработке при высоком давлении и температуре.

7. Структура бетона

Структура бетона оказывает большое влияние на прочность и деформативность бетона. Существенным фактором является количество воды, применяемой для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением В/Ц. Для химического соединения воды с цементом необходимо, чтобы $V/C \approx 0,2$; однако для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси $V/C=0,5 \dots 0,6$ (подвижные бетонные смеси); $V/C=0,3 \dots 0,4$ (жесткие бетонные смеси). Избыточная химически несвязанная вода образует поры и капилляры в цементном камне, а затем, испаряясь, освобождает их. Таким образом, с уменьшением В/Ц уменьшается пористость цементного камня и прочность бетона увеличивается.

Структура бетона представляет собой пространственную решетку из цементного камня, заполненную зернами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанную большим числом микропор и капилляров, которые содержат химически несвязанную воду, водяные пары и воздух.

8. Основы прочности бетона

В бетонном образце подвергнутом сжатию напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости и в местах ослабленных порами. Вокруг пор и пустот по продольным площадкам возникают растягивающие структурные напряжения, уравниваемые сжимающими напряжениями.

Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии характеризуется следующим образом:

- а) концентрация самоуравновешивающих напряжений вокруг пор;
- б) образование трещин разрыва бетона в поперечном направлении при осевом сжатии образца.

Поскольку в бетоне много пор и пустот, растягивающие напряжения у соседних пор накладываются, таким образом кроме продольных сжимающих напряжений возникают поперечные растягивающие напряжения (вторичное поле напряжений).

Концентрация местных растягивающих напряжений приводит к появлению и развитию микротрещин в бетоне, которые соединяются с ростом нагрузки, образуя видимые трещины параллельные направлению действия сжимающей силы.

Трещины в дальнейшем раскрываются, наступает разрушение бетона.

9. Кубиковая прочность бетона. Призменная прочность бетона

Для определения прочности бетона на осевое сжатие обычно испытывают в прессе бетонные кубы с размером ребра 150 мм, характер разрушения которых обусловлен наличием или отсутствием сил трения, возникающих на контактных поверхностях между подушками пресса и гранями куба.

1. Несмазанный куб (рис. 2, а).

Силы трения между подушками пресса и гранями куба препятствуют свободным поперечным деформациям куба и соответственно упрочняют бетон сверху и снизу. По мере удаления от торцевых граней куба влияние сил трения уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму 2-х пирамид сверху и снизу.

2. Смазанный куб (рис. 2, б).

Если устранить силы трения смазкой контактных поверхностей, прочность бетонного куба будет меньше, поперечные деформации проявляются свободно, трещины разрыва становятся вертикальными. Временное сопротивление сжатию бетона для куба с ребром 150 мм равно R , с ребром 200 мм - $0,93 R$, с ребром 100 мм - $1,1R$. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба.

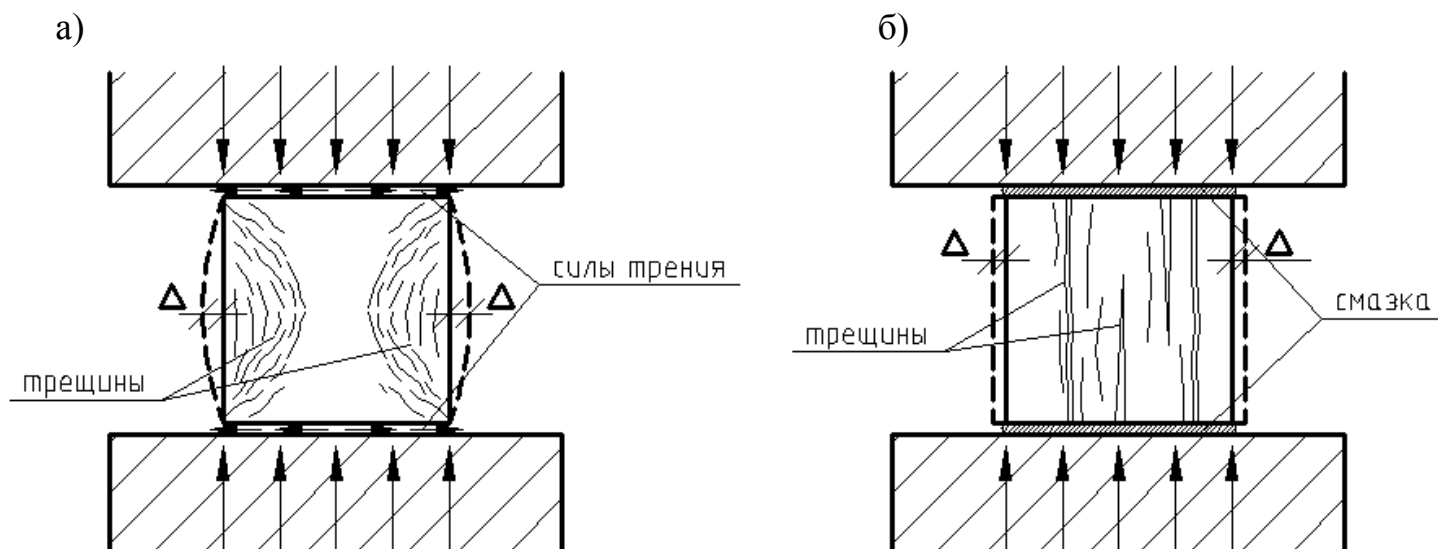
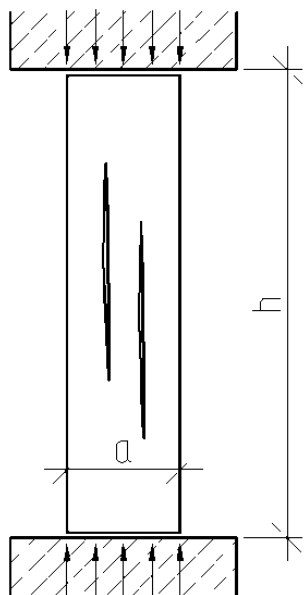


Рис. 2. Характер разрушения бетонных кубов:

а – несмазанный куб; б – смазанный куб;

Δ – поперечные деформации бетона.



Так как железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призменная прочность R_b – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Призменная прочность меньше кубиковой, и она уменьшается с увеличением отношения h/a . Влияние сил трения на среднюю часть призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при $h/a=4$ значение R_b становится стабильным и равно приблизительно $0,75R$ (75% от кубиковой прочности).

Рис. 3. Характер разрушения бетонной призмы.

10. Прочность бетона при растяжении

Прочность бетона на растяжение в 15...20 раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением В/Ц, применением щебня с шероховатой поверхностью. Временное сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} определяют испытаниями:

- 1) на разрыв – образцов в виде восьмерки (рис. 4, а);
- 2) на раскалывание – образцов в виде цилиндров (рис. 4, б);

3) на изгиб – бетонных балок (рис. 4, в):

$$R_{bt} = \frac{M}{\chi W} = \frac{M}{1,7 \cdot \frac{bh^2}{6}} = \frac{3,5M}{bh^2},$$

где χ – учитывает криволинейный характер эпюры напряжений в бетоне растянутой зоны.

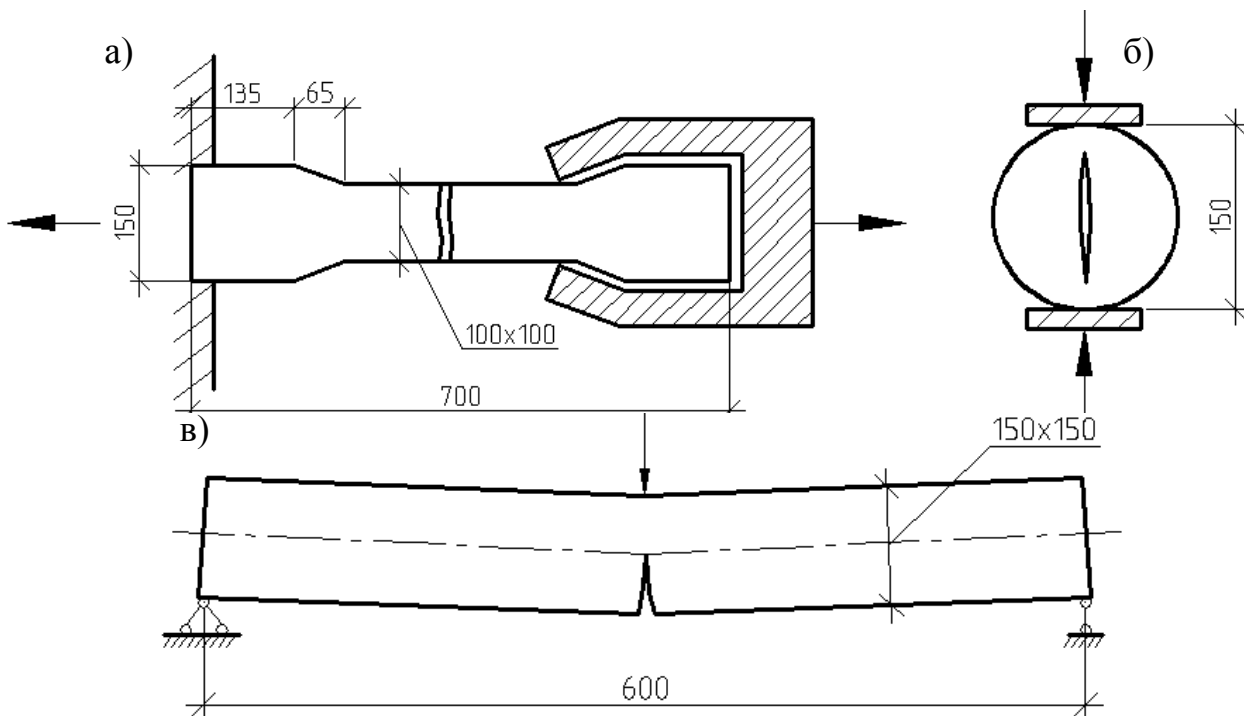


Рис. 4. Схемы испытания образцов для определения прочности бетона при осевом растяжении: а - на разрыв; б – на раскалывание; в – на изгиб.

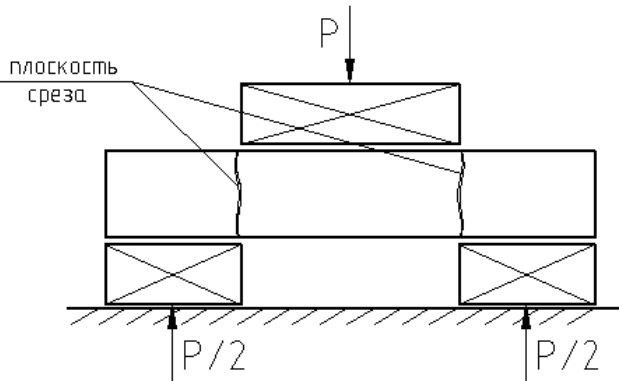
11. Прочность бетона при местном сжатии

Когда нагрузка действует не на всю площадь элемента, а лишь на ее часть, местная прочность бетона оказывается выше. Повышение прочности объясняется удерживающим влиянием бетона ненарушенной части (бетонной обоймы). Прочность при местном сжатии – $R_{b,loc}$.

Срез – разделение элемента на 2 части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы (рис. 5, а). Временное сопротивление бетона на срез: $R_{sh} = 2R_{bt}$.

Сопротивление бетона скалыванию (рис. 5, б) возникает при изгибе балок до появления в них наклонных трещин: $R_s \approx 1,5...2R_{bt}$.

а)



б)

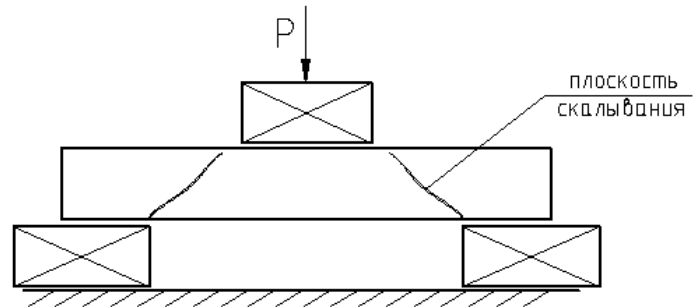


Рис. 5. Схемы испытания образцов на срез (а) и скалывание (б).

12. Прочность бетона при повторных нагрузках

При действии многократно повторяемых нагрузок прочность бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона (*предел выносливости*) R_f зависит от числа циклов нагрузки – разгрузки n и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$.

При $n \sim 10^7$ $R_f \approx 0,5 \div 0,7 R_b$.

13. Прочность бетона при длительных и быстрых нагружениях.

Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию составляет $R_{bl} \approx 0,9R_b$, т.к. при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем R_b . При нагрузках малой продолжительности (порыв ветра, удар, взрыв) бетон разрушается при больших напряжениях.

При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, имеет место увеличенное временное сопротивление бетона – *динамическая прочность*. Это явление объясняется энергопоглощающей способностью бетона, работающего только упруго в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой. Динамическое упрочнение зависит от скорости роста напряжений. Чем меньше время τ нагружения, тем больше коэффициент динамической

прочности бетона $k_d = \frac{R_d}{R_b}$. При $\tau=0,1$ сек $R_d \approx 1,2R_b$.

14. Деформации бетона при однократном кратковременном нагружении

Виды деформаций бетона:

1. Объемные – во всех направлениях под влиянием усадки, изменения температуры и влажности.
2. Силовые – от действия внешних сил.

Бетону свойственно нелинейное деформирование, поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия делят на 3 вида: деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой, деформации при длительном действии нагрузки и деформации при многократно повторяющемся действии нагрузки.

Деформация бетона: $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$ (рис. 7), где ε_u – упругая, ε_{pl} – упругопластическая деформация.

Если образец загружать по этапам и замерять деформации дважды – сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой, получим ступенчатую линию (рис. 8). При достаточном числе загрузений, ступенчатая линия зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ может быть заменена плавной кривой. Таким образом, упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости нагружения образца, а неупругие развиваются во времени.

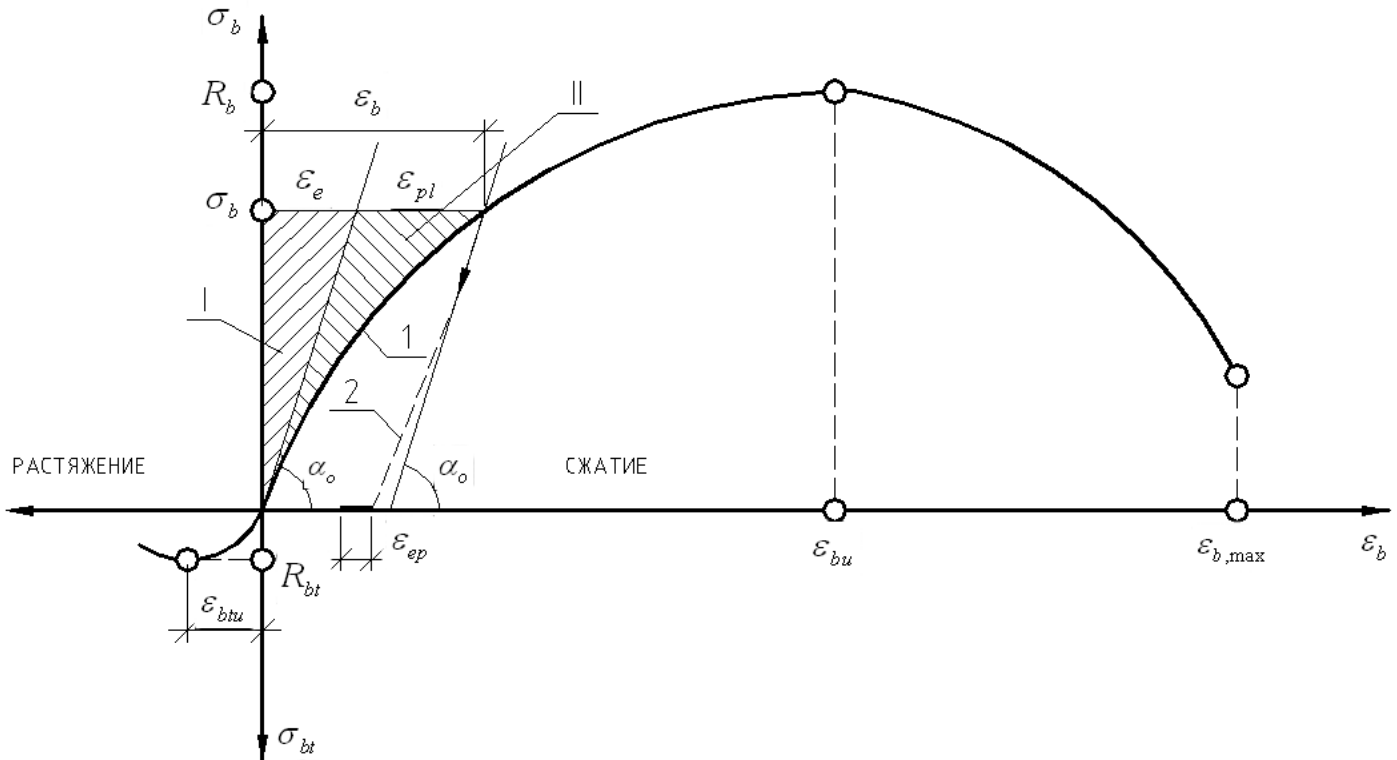


Рис. 7. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и растяжении:

*I – область упругих деформаций; II – область пластических деформаций;
1 – загрузка; 2 – разгрузка; ε_{bu} – предельная сжимаемость; ε_{btu} – предельная растяжимость; ε_{ep} – доля неупругих деформаций, восстанавливающихся после разгрузки.*

При небольших деформациях $\sigma \leq 0,2R_b$ бетон можно рассматривать как упругий материал (участок 0-1); При нагрузке в пределах $0,2R_b \leq \sigma \leq 0,5R_b$ возникают неупругие деформации вызывающие уплотнение геля (участок 1-2); После образования микротрещин $\sigma \geq 0,5R_b$ рост пластических деформаций становится более интенсивным (участок 2-3); При дальнейшем увеличении нагрузки микротрещины объединяются и образец разрушается, точка 4 соответствует предельному сопротивлению образца R_b и относительных деформаций $\varepsilon_{су}$. При последующей нагрузке может быть получен нисходящий участок диаграммы (4-5).

Связь между напряжениями и деформациями при напряжениях $\sigma \leq 0,2R_b$ соответствует закону Гука. При напряжениях $\sigma \geq 0,2R_b$ появляются неупругие деформации в бетоне, напряжения выражают через полные деформации с помощью упругопластического модуля деформации, $E_{e,pl} = \nu E_e$ $\nu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e}$.

где $\nu=1$ – упругая работа, $=0,45$ – кратковременное нагружение, $=0,1-0,15$ – длительное действие.

При растяжении $E_{et,pl} = \gamma_t E_{et}$, где $\gamma_t = 0,5$ – к-т хар-щий упругопластическое состояние бетона.

15. Деформации бетона при длительном действии нагрузки

При длительном действии нагрузки обнаруживается постепенное снижение сопротивления бетона (ниспадающая ветвь диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$). При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются.

Участок 0-1 (рис. 10) характеризует деформации, возникающие при загрузении. Участок 1-2 характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений.

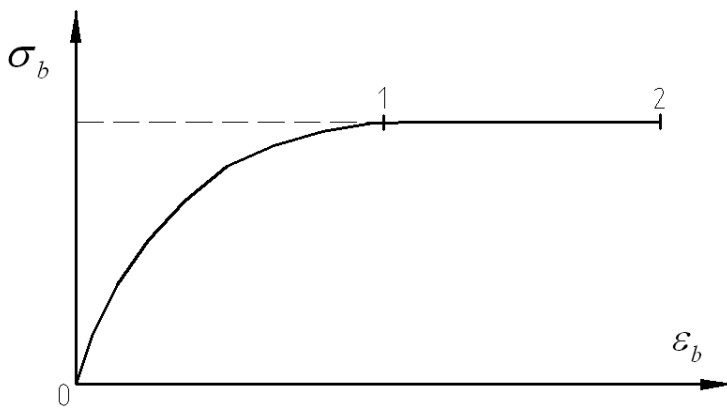


Рис. 10. Диаграмма $\sigma_b - \varepsilon_b$ в сжатом бетоне при различной длительности загрузки.

Свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций с течением времени при постоянных напряжениях, называют *ползучестью бетона*.

При длительном действии постоянной нагрузки, если деформации ползучести нарастают свободно, напряжения в бетоне остаются постоянными. Когда связи в бетоне (например, арматура) ограничивают свободное развитие ползучести, то напряжения в бетоне уменьшаются. То есть происходит перераспределение внутренних напряжений между бетоном и арматурой.

Свойство бетона, характеризующееся уменьшением с течением времени напряжений при постоянной начальной деформации ε_b^0 , называют *релаксацией напряжений*.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. С течением времени процесс перераспределения напряжений с гелевой составляющей на кристаллический сросток и зерна заполнителей затухает и деформирование прекращается.

Величина деформаций ползучести в конечном итоге не зависит от скорости нагружения образца. Ползучесть бетона увеличивается с ростом напряжений. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый. Ползучесть бетона в сухой среде больше, чем во влажной. С увеличением В/Ц и количества цемента на единицу объема бетонной смеси ползучесть возрастает. С повышением прочности зерен заполнителей, повышением прочности бетона, его класса ползучесть уменьшается.

16. Ползучесть бетона. Мера ползучести бетона

Ползучестью называют свойство бетона увеличивать неупругие деформации при длительном действии постоянной нагрузки.

Различают линейную и нелинейную ползучесть. Линейная (при $\sigma \leq 0,5R_b$) обусловлена главным образом уплотнением геля. При этом происходит перераспределение напряжений с гелевой структуры на кристаллические сростки цементного камня и зерна заполнителя.

При $\sigma \geq 0,5R_b$ в бетоне возникают микротрещины и наступает нелинейная ползучесть.

Для количественной оценки ползучести введены понятия меры и характеристики ползучести.

Мера ползучести – относительная деформация ползучести бетона накопившаяся к моменту времени t и приходящаяся на 1 МПа действующего постоянного напряжения:

$$C_t = \frac{\varepsilon_{pl(t)}}{\sigma_b} = \frac{\varepsilon_{pl(t)}}{\varepsilon_z E_b} = \frac{\varphi_t}{E_b}$$

где $\varphi_t = \frac{\varepsilon_{pl(t)}}{\varepsilon_z}$ - характеристика ползучести – отношение деформаций ползучести в момент времени t к величине мгновенной деформации.

17. Деформации бетона при многократно повторных нагрузжениях

Многократное повторение действия нагрузки приводит к накоплению неупругих деформаций (рис. 11). После большого количества циклов эти деформации постепенно выбираются, ползучесть достигает предельного значения, бетон начинает работать упруго.

С каждым последующим циклом кривая зависимости $\sigma_b - \varepsilon_b$ постепенно становится прямой, характеризующей упругую работу. Такой характер работы наблюдается при $\sigma_b \leq R_r$. При больших значениях σ_b неупругие деформации начинают неограниченно расти, при этом кривизна $\sigma_b - \varepsilon_b$ меняет знак.

Такие загрузки приводят к накоплению неупругих деформаций. После достаточно большого числа циклов (несколько миллионов) неупругие деформации выбираются и бетон начинает работать упруго, такой характер работы имеет место при напряжениях, не превышающих предела выносливости. При больших напряжениях неупругие деформации возрастают, вызывая разрывание образца.

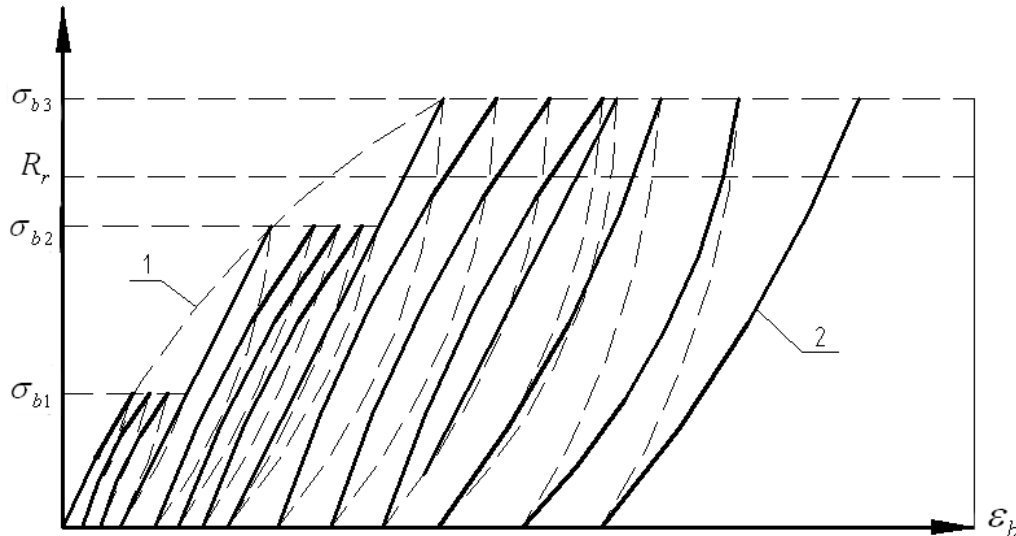


Рис. 11. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при многократном повторном нагружении бетонного образца:

1 – первичная кривая; 2 – конечная кривая.

18. Предельные деформации бетона

Это предельная сжимаемость ε_{bu} и предельная растяжимость ε_{btu} . Зависят от:

- прочности бетона;
- класса бетона;
- состава бетона;
- длительности приложения нагрузки.

При осевом кратковременном сжатии $\varepsilon_{bcu} = 2 \cdot 10^{-3}$.

При длительном осевом сжатии $\varepsilon_{bcu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

При центральном растяжении $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$.

При изгибе и внецентренном сжатии $\varepsilon_{bu} \approx 3,5 \cdot 10^{-3}$.

19. Температурно-влажностные деформации бетона

Свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении в сухой среде называется усадкой. Усадка главным образом связана с понижением влагосодержания в бетонной смеси. Образование усадочных трещин обусловлено тем, что наружные слои бетона интенсивно уменьшаются, внутренний слой не успевает сократиться в объеме. По мере высыхания внутренних слоев усадочные трещины могут закрываться.

Под набуханием понимают способность бетона увеличиваться в объеме при сильном увлажнении. Линейное набухание в 4-6 раз меньше, чем линейная усадка.

20. Показатели качества бетона. Классы и марки бетона

Качество конструкционного бетона характеризуется классами и марками в зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации. Строительные нормы устанавливают следующие *показатели качества бетона*:

- класс бетона по прочности на осевое сжатие B ;
- класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t ;
- марка по морозостойкости F ;
- марка по водонепроницаемости W ;
- марка по средней плотности D ;
- марка по самонапряжению S_p .

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ с учетом статистической изменчивости прочности. В нормах на проектирование установлена обеспеченность (доверительная вероятность) 0,95.

Для тяжелых бетонов установлены классы $B 7,5 \div B 60$.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение: B_t 0,8 $\div$ B_t 3,2

Марка бетона по морозостойкости – характеризуется числом выдерживаемых бетоном циклов попеременных замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. После определенного числа циклов производят испытания бетонных кубов на сжатие. Снижение прочности на 15 % при таком количестве циклов определяет марку бетона по морозостойкости. $F 50 \div F 500$.

Марка бетона по водонепроницаемости – характеризуется предельным давлением воды ($\text{кг}/\text{см}^2$), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый стандартный образец. $W 2 \div W 12$.

Марка бетона по средней плотности – гарантированная собственная масса бетона ($\text{кг}/\text{м}^3$): тяжелый бетон $D 2200 \div D 2500$.

Марка бетона по самонапряжению – значение предварительного напряжения в бетоне (на уровне центра тяжести арматуры), МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования $\mu = 0,01$, и контролируется на образцах-призмах размером $10 \times 10 \times 40 \text{ см}$. $S_p 0,6 \div S_p 4$.

Процесс твердения бетона значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. При благоприятных условиях твердения прочность бетона может нарастать годами. Твердение бетона при отрицательной температуре резко замедляется или прекращается.

21. Назначение и виды арматуры

1. По *материалу*:
 - а) стальная;
 - б) стеклопластиковая;
 - в) углепластиковая.
2. По *назначению*:
 - а) рабочая – это арматура, которая определяется расчетом и обеспечивает прочность конструкции;
 - б) конструктивная – это арматура, которая также обеспечивает прочность конструктивных элементов и узлов, но расчетом не определяется, а устанавливается из практики проектирования и эксплуатации конструкций;
 - в) арматура косвенного армирования – это арматура, устанавливаемая в сжатых элементах в основном в местах больших локальных напряжений, для сдерживания поперечных деформаций;
 - г) монтажная – арматура, служащая для обеспечения проектного положения рабочей и равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры.
3. По *способу изготовления*:
 - а) стержневая, горячекатаная ($d = 6 \dots 40$ мм);
 - б) проволочная, холодноотянутая ($d = 3 \dots 6$ мм).
4. По *виду поверхности*:
 - а) гладкая;
 - б) периодического профиля (рифленая).
5. По *способу применения*:
 - а) напрягаемая, подвергнутая предварительному натяжению до эксплуатации;
 - б) ненапрягаемая.
6. По *изгибной жесткости*:
 - а) гибкая (стержневая и проволочная);
 - б) жесткая (из прокатных профилей).
7. По *способу упрочнения*:
 - а) термически упрочненная, т.е. подвергнутая термической обработке;
 - б) упрочненная в холодном состоянии – вытяжкой или волочением.

22. Физико-механические свойства арматуры. Виды диаграмм растяжения. Свариваемость. Реологические свойства. Усталостное разрушение. Динамическое упрочнение.

Характеристики прочности и деформативности сталей устанавливают по диаграмме $\sigma_s - \varepsilon_s$, получаемой из испытаний образцов на растяжение. Горячекатаная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением до разрыва (мягкая сталь) (рис. 13, а). Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется *физическим пределом текучести* арматурной стали σ_y .

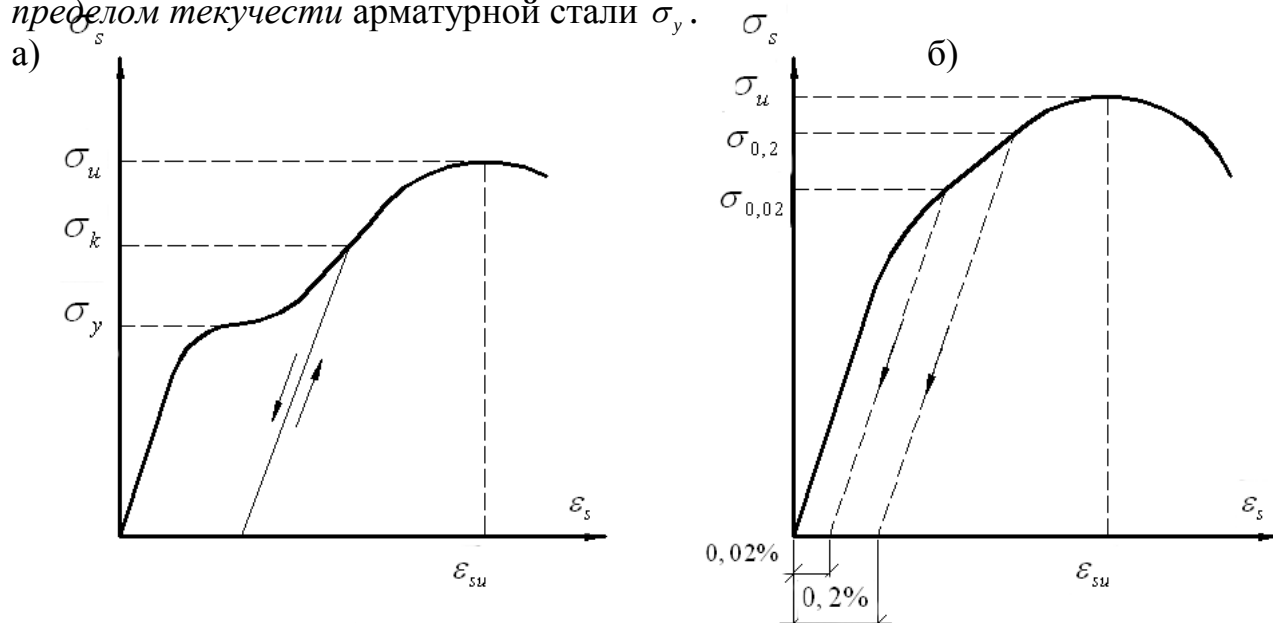


Рис. 13. Диаграммы $\sigma_s - \varepsilon_s$ при растяжении арматурной стали:

а – мягкая малоуглеродистая сталь с площадкой текучести;

б – высокопрочная, легированная сталь с условным пределом текучести.

Повышение прочности сталей достигают следующими методами:

- путем введения углерода и легирующих добавок (марганец, хром, кремний, титан);
- термическим упрочнением - закаливание стали (нагрев до 800...900°C и быстрое охлаждение), затем частичный отпуск (нагрев до 300...400°C и постепенное охлаждение);
- холодным деформированием – при вытяжке в холодном состоянии до напряжения $\sigma_k > \sigma_y$ сталь упрочняется; при повторной вытяжке пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым искусственно поднятым пределом текучести σ_y ;
- холодным волочением - волочение через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий в холодном состоянии для получения высокопрочной проволоки.

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую стадию постепенно без ярко выраженной площадки текучести (рис. 13, б).

Для таких сталей устанавливают *условный предел текучести* $\sigma_{0,2}$, при котором относительные остаточные деформации составляют 0,2%.

К *физическим свойствам* сталей относятся:

- пластические свойства – характеризуются относительным удлинением при испытании на разрыв. Снижение пластических свойств приводит к хрупкому (внезапному) разрыву арматуры;
- свариваемость – характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах. Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали. Нельзя сваривать термически упрочненные и упрочненные вытяжкой стали, т.к. теряется эффект упрочнения;
- хладноломкость - склонность к хрупкому разрушению при отрицательных температурах (ниже -30°C);
- реологические свойства – характеризуются ползучестью и релаксацией;
- усталостное разрушение – наблюдается при действии многократно повторяющейся знакопеременной нагрузке и имеет характер хрупкого разрушения;
- динамическая прочность – наблюдается при кратковременных нагрузках большой интенсивности.

23. Классификация арматуры. Арматурные изделия

Основным показателем качества арматуры является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

- А – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;
- В – для холоднодеформированной арматуры;
- Вр – для высокопрочной холоднодеформированной арматуры периодического профиля (рифление);
- К – для арматуры канатов.

Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести физического или условного с обеспеченностью не менее 95%.

Для ж/б конструкций без предварительного напряжения следует применять арматуру классов: А240, А300, А400, А500, В500.

В качестве рабочей арматуры в конструкциях с предварительным напряжением следует назначать классы:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V), А1000 (А-VI);
- холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500 (К-7, К-19);
- упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540 (А-IIIв);

Сварные сетки (В – 500 $d = 3 \dots 5$ мм; А – 240, А – 300 $d = 6 \dots 10$ мм):

- а) рулонные ($d_{\max} = 5$ мм);
- б) плоские.

Максимальная ширина сетки – 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900...1300 кг и не более 9000 мм.

Сварные каркасы:

- а) плоские;
- б) пространственные.

Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее $1/3 \dots 1/4$.

Наиболее эффективная напрягаемая арматура – *канат*. Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.

Арматурные пучки состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

24. Применение арматуры в железобетонных изделиях

Для ж/б конструкций без предварительного напряжения применяют арматуру классов: А240, А300, А400, А500, В500.

В качестве рабочей арматуры в конструкциях с предварительным напряжением следует назначать классы:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600 (А-IV), А800 (А-V), А1000 (А-VI);
- холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500 (К-7, К-19);
- упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540 (А-IIIв);

Сварные сетки (В – 500 $d = 3 \dots 5$ мм; А – 240, А – 300 $d = 6 \dots 10$ мм):

- в) рулонные ($d_{\max} = 5$ мм);
- г) плоские.

Максимальная ширина сетки – 3800 мм; длина ограничивается массой сетки не более 900...1300 кг и не более 9000 мм.

Сварные каркасы:

- в) плоские;
- г) пространственные.

Соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее $1/3 \dots 1/4$.

Наиболее эффективная напрягаемая арматура – *канат*. Периодический профиль каната обеспечивает надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет избежать стыков.

Арматурные пучки состоят из отдельных параллельно расположенных проволок или канатов. Проволоки (14, 18 или 24 шт.) или канаты располагают по окружности с зазорами и обматывают мягкой проволокой.

Соединения арматуры:

1. *Сварные стыки* (рис. 17, а, б, в)
2. *Стыки арматуры внахлестку без сварки* (рис. 17, г)

Перепуск концов стержней на $20 \dots 50d$. Допускается применять в местах, где прочность арматуры используется не полностью.

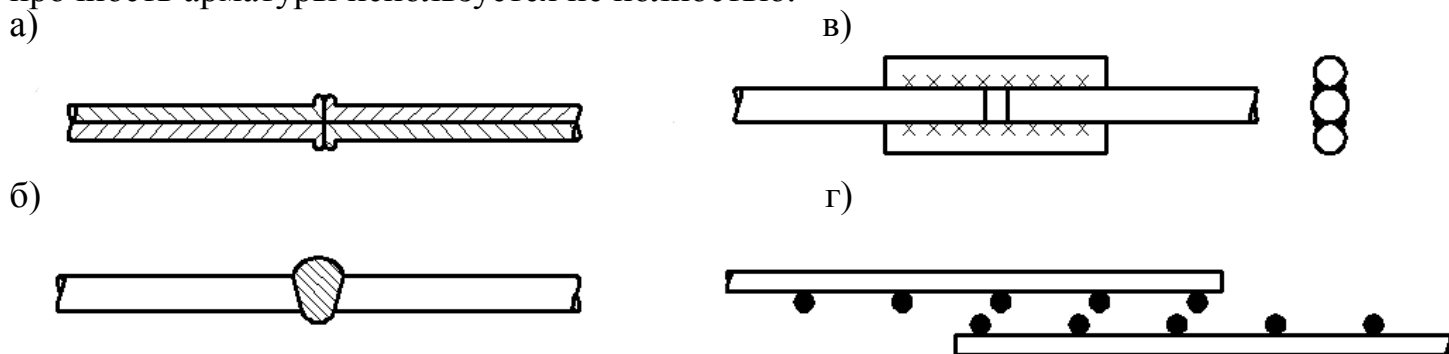


Рис. 17. Соединения арматуры:

а – контактная сварка «встык»; б – дуговая ванная сварка;
в – сварка с накладками; г – «внахлестку» без сварки.

25. Железобетон. Технологические схемы заводского производства ЖБК

Проектируя ж/б элементы, предусматривают возможность высокопроизводительного труда при их изготовлении на специальных заводах и удобного монтажа на строительных площадках путем выбора оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных форм армирования. Конструктивное решение элементов и технология заводского изготовления находятся в тесной взаимосвязи. Элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций, являются технологичными. Производство сборных ж/б элементов ведут по нескольким технологическим схемам.

Конвейерная технология. Элементы изготавливают в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому. По мере продвижения вагонетки последовательно выполняют необходимые технологические операции: установку арматурных каркасов, натяжение арматуры предварительно напряженных элементов, установка вкладышей-пустообразователей для элементов с пустотами, укладка бетонной смеси и ее уплотнение, извлечение вкладышей, термовлажностная обработка для ускорения твердения бетона. Все формы-вагонетки перемещаются в установленном принудительном ритме. Высокопроизводительную конвейерную применяют на крупных заводах при массовом выпуске элементов относительно малой массы.

Поточно-агрегатная технология. Технологические операции выполняются в соответствующих цехах завода. При этом агрегаты, выполняющие необходимые технологические операции, неподвижны, а форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами. Технологический ритм перемещения форм заранее не установлен и не является принудительным.

Стендовая технология. Ее особенность состоит в том, что изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие технологические операции, перемещаются вдоль форм. Такие стенды оборудованы передвижными кранами, подвижными бетоноукладчиками, а также вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Элементы изготавливают в гладких или профилированных формах (матрицах или кассетах). По стендовой технологии изготавливают крупноразмерные и предварительно напряженные элементы промышленных зданий (фермы, балки покрытий, подкрановые балки, колонны и др.).

Разновидностью стендовой технологии является **кассетный способ**. Элементы изготавливают на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающем одновременно несколько панелей. Сборка и разборка кассет механизированы. Арматурные каркасы размером на панель устанавливают в отсеках кассеты, а затем укладывают подвижную бетонную смесь, подаваемую пневматическим транспортом по трубам. Формование изделий в вертикальном положении дает ровную и гладкую поверхность плит и панелей.

Вибропрокатная технология. Плиты перекрытий и панели стен формируют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рефренная поверхность которой образует форму изделия. После укладки арматурного каркаса бетонную смесь, поданную на ленту, вибрируют и уплотняют с помощью расположенных сверху валков. Последовательно прокатываемые изделия, укрытые сверху и подогреваемые снизу, за время перемещения по ленте (в течение нескольких часов) набирают необходимую прочность и после охлаждения на стеллажах транспортируются на склад готовой продукции. Технологические операции подчинены единому ритму – скорости формирующей ленты.

Изготовить весь комплект сборных изделий, необходимых для возведения здания, по одной технологической схеме нельзя. Поэтому на заводах ЖБИ одновременно используют несколько технологических схем. Разработка новых прогрессивных конструкций в ряде случаев вызывает необходимость совершенствования технологической схемы или создания новой технологии, что, в свою очередь, может потребовать определенного приспособления конструкции к технологическим требованиям.

26. Сцепление арматуры с бетоном. Анкеровка арматуры в бетоне

Надежное сцепление арматуры с бетоном, препятствующее сдвигу арматуры в бетоне, является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне.

Надежное сцепление арматуры с бетоном создается *тремя основными факторами*:

- 1) сопротивление бетона усилиям смятия и среза, обусловленное выступами на поверхности арматуры (рис. 18), т.е. механическое зацепление арматуры за бетон (75% от общей величины сцепления). Сцепление рифленной арматуры в 2...3 раза выше, чем гладкой арматуры. Надежно самоанкеруются витые канаты;
- 2) за счет сил трения, возникающих на поверхности арматуры благодаря обжатию стержней бетоном при его усадке;
- 3) склеивание (адгезия) поверхности арматуры с бетоном.

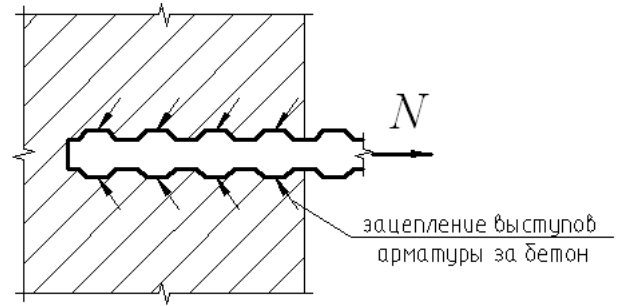


Рис. 18. Сцепление арматуры периодического профиля с бетоном.

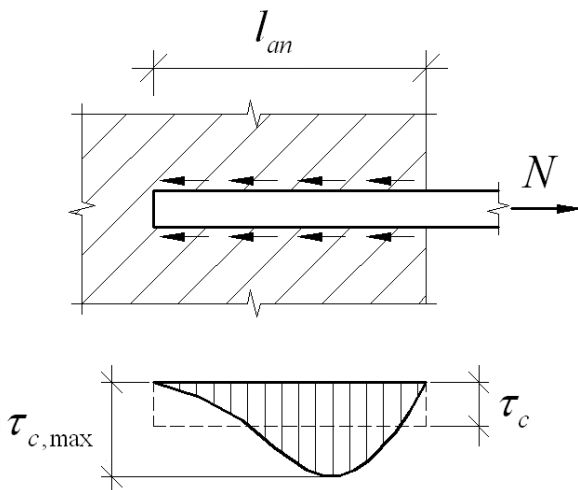


Рис. 19. Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном.

Распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно (рис. 19). Наибольшие напряжения $\tau_{c,max}$ действуют вблизи заделки и не зависят от длины анкеровки стержня l_{an} . В расчетах используют среднее напряжение сцепления, равное отношению усилия в стержне N к площади заделки:

$$\tau_c = N / (l_{an} u),$$

где u – периметр сечения стержня.

Следовательно, длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности и диаметра (т.к. из формулы видно, что напряжение сцепления увеличивается со снижением диаметра арматуры).

Анкеровка – это закрепление концов арматуры в бетоне. Анкеровка обеспечивается:

• выступами периодического профиля арматуры;	• загибами арматуры (класс А - 240);
• стержнями поперечного направления;	• при помощи специальных анкеров на концах стержней.

27. Усадка и ползучесть бетона в ЖБК

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде – *усадка бетона*. Она связана с физико-механическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения и гидратации с непрореагировавшими частицами цемента.

Усадке бетона препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения.

Неравномерное высыхание бетона, снаружи больше, а внутри меньше, приводит к неравномерной усадке, что ведет к возникновению *начальных усадочных напряжений*. Открытые, быстро высыхающие слои бетона испытывают растяжение; внутренние более влажные оказываются сжатыми. В бетоне появляются *усадочные трещины*.

Уменьшить начальные усадочные напряжения можно:

- конструктивными мерами (армирование, устройство усадочных швов);
- технологическими мерами (подбор состава, увлажнение среды, увлажнение поверхности бетона).

В предварительно напряженных элементах усадка бетона оказывает отрицательное влияние, снижая начальное напряжение в арматуре.

Ползучестью называют свойство бетона увеличивать неупругие деформации при длительном действии постоянной нагрузки.

Арматура препятствует свободной деформации ползучести бетона. При длительном действии нагрузки происходит перераспределение напряжений между арматурой и бетоном. Напряжения в бетоне уменьшаются, а в арматуре (конструкций без преднапряжения) возрастают. В сжатых элементах ползучесть обеспечивает более полное использование прочностных свойств. В изгибаемых элементах ползучесть приводит к увеличению прогибов. В преднапряженных элементах ползучесть бетона ведет к потере предварительного напряжения.

28. Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов

Рассмотрим три характерных стадии напряженно-деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки.

I стадия. В начале I стадии бетон растянутой зоны сохраняет сплошность, работает упруго, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон близки к треугольным (рис. 20, а). Усилия в растянутой зоне воспринимает в основном бетон. Напряжения в арматуре незначительны.

Стадия I – стадия упругой работы элемента. С увеличением нагрузки развиваются неупругие деформации растянутой зоны, эпюра напряжений становится криволинейной (рис. 20, б). Величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение. Конец I стадии наступает, когда деформации удлинения крайних волокон достигнут $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$ (предельная растяжимость). Вместо криволинейной эпюры напряжений в растянутой зоне для упрощения принимают прямоугольную с ординатой R_{btu} ($R_{bt,ser}$).

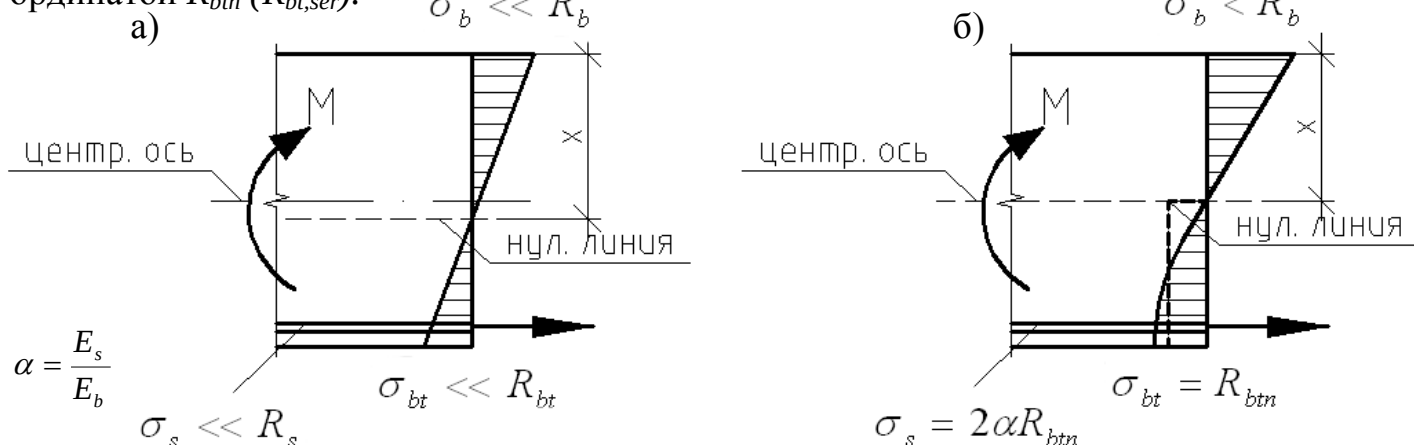


Рис. 20. I стадия НДС:

а – начало I стадии; б – конец I стадии.

По I стадии рассчитывают элементы на образование трещин и деформации – до образования трещин.

II стадия. В бетоне растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины. В местах трещин растягивающие усилия воспринимает арматура и бетон над трещиной под нулевой линией. На участках между трещинами – арматура и бетон работают еще совместно.

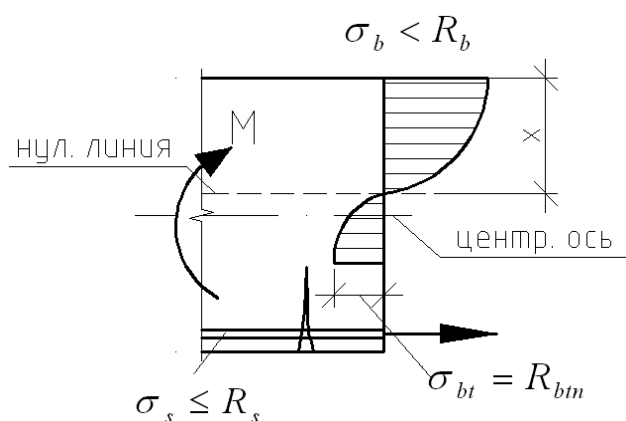


Рис. 21. II стадия НДС.

По мере возрастания нагрузки напряжения в арматуре приближаются к пределу текучести R_s , т.е. происходит конец II стадии.

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций искривляется (рис. 21). Стадия II сохраняется значительное время, характерна для эксплуатационных нагрузок.

По II стадии рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну элементов.

III стадия. Стадия разрушения элемента. Самая короткая по продолжительности. Напряжения в арматуре достигают предела текучести, а в бетоне – временного сопротивления

осевому сжатию. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается.

2 характерных случая разрушения:

1. Пластический характер разрушения.

Начинается с проявления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и развиваются трещины.

Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, искривляется при постоянном предельном моменте (рис. 22, а). Такие участки называются *пластическими шарнирами*.

Напряжения в сжатой зоне бетона достигают временного сопротивления сжатию и происходит его раздробление.

2. При избыточном содержании растянутой арматуры происходит хрупкое (внезапное) разрушение от полного исчерпания несущей способности сжатой зоны бетона при неполном использовании прочности растянутой арматуры (рис. 22, б).

III стадия используется в расчетах на прочность.

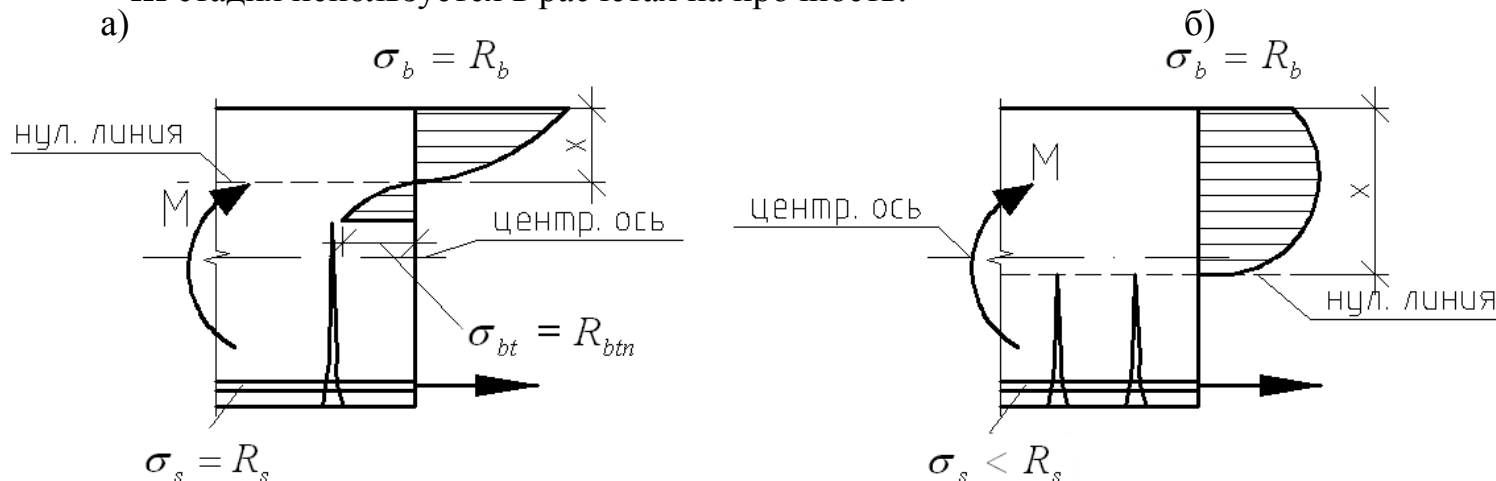


Рис. 22. III стадия НДС:

а – 1 случай разрушения; б – 2 случай разрушения.

При обжатии в предварительно-напряженных конструкциях возникают высокие напряжения. Под влиянием развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейные очертания. В процессе загрузки внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона при растяжении.

Особенность НДС предварительно напряженных элементов проявляется в 1 стадии. Внешняя нагрузка вызывающая образование трещин значительно увеличивается, возрастает высота сжатой зоны бетона. После образования трещин НДС элементов с предварительным напряжением и без преднапряжения в стадиях 2 и 3 сходны. При этом интервал между стадиями 1 и 3 значительно сокращается.

29. Способы создания предварительного напряжения

В производстве существует 2 способа создания предварительного напряжения:

- 1 натяжение арматуры на упоры формы или стенда;
- 2 натяжение на затвердевший бетон.

При 1-м способе закрепляют арматуру на упоры, укладывают бетонную смесь, уплотняют и после набора необходимой передаточной прочности отпускают арматуру от упоров, стремясь восстановить исходную длину арматура обжимает бетон. Натяжение арматуры производят механическим, электротермическим и электротермомеханическим способами.

При 2-м способе сначала изготавливают бетонный или малоармированный элемент, в котором устраивают каналы для размещения напрягаемой арматуры. После набора требуемой прочности бетона арматуру растягивают до заданного напряжения и закрепляют на торцах. Затем каналы заполняют ц/п раствором под давлением. Такой способ главным образом применяют для большепролетных конструкций. Натяжение арматуры производят механическим методом.

В последние годы для создания предварительного напряжения применяют бетоны на специальных напрягающих цементах.

Передаточная прочность бетона – прочность бетона к моменту начала его обжатия.

При назначении передаточной прочности бетона, принимают во внимание следующие обстоятельства:

- с одной стороны желательна более ранняя передача усилий для оборачиваемости форм;
- с другой стороны, высокий уровень обжатия при низкой передаточной прочности может привести к деформациям ползучести и потери преднапряжения.

30. Назначение величины предварительного напряжения в арматуре

Установлены пределы для уровня предварительного натяжения арматуры. При чрезмерном натяжении возникает опасность разрыва проволочной арматуры или опасность развития больших остаточных деформаций в стержневой арматуре. При недостаточном натяжении эффект может оказаться меньшим, вследствие проявляющихся неизбежных потерь.

Для ж/б конструкций значение предварительного напряжения арматуры σ_{sp} принимают:

не более $0,9R_{s,n}$ - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

не более $0,8R_{s,n}$ - для холоднодеформированной арматуры и арматуры канатов.

При расчетах конструкций также учитывают снижение созданного предварительного напряжения, вследствие потерь, происходящих до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после натяжения на бетон (вторые потери).

31. Потери предварительного напряжения

Для ж/б конструкций значение предварительного напряжения арматуры σ_{sp} принимают:

не более $0,9R_{s,n}$ - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

не более $0,8R_{s,n}$ - для холоднодеформированной арматуры и арматуры канатов.

При расчетах конструкций учитывают снижение созданного предварительного напряжения, вследствие потерь, происходящих до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери включают в себя потери от релаксации напряжений в арматуре, потери от температурного перепада, потери от деформации анкеров и форм (упоров).

Вторые потери включают в себя потери от усадки и ползучести бетона.

Передаточная прочность бетона R_{ep} - прочность бетона к моменту начала его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие.

Пердаточную прочность бетона следует принимать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует также учитывать возможные отклонения предварительного напряжения вследствие погрешностей, вызванными производственными факторами. Коэффициент точности натяжения γ_{sp} принимают равным 0,9 при благоприятном влиянии предварительного напряжения и 1,1 при неблагоприятном влиянии.

32. Передаточная прочность бетона

Передаточная прочность бетона R_{ep} - прочность бетона к моменту начала его обжата, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие.

При назначении передаточной прочности бетона, принимают во внимание следующие обстоятельства:

- с одной стороны желательна более ранняя передача усилий для оборачиваемости форм;

- с другой стороны, высокий уровень обжата при низкой передаточной прочности может привести к деформациям ползучести и потери преднапряжения.

Передаточную прочность бетона следует принимать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

33. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов

При обжатии в предварительно-напряженных конструкциях возникают высокие напряжения. Под влиянием развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейные очертания. В процессе загрузки внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона при растяжении.

Стадия I – стадия упругой работы элемента. С увеличением нагрузки развиваются неупругие деформации растянутой зоны, эпюра напряжений становится криволинейной (рис. 20, б). Величина напряжений приближается к временному сопротивлению бетона на осевое растяжение. Конец I стадии наступает, когда деформации удлинения крайних волокон достигнут $\varepsilon_{btu} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$ (предельная растяжимость). Вместо криволинейной эпюры напряжений в растянутой зоне для упрощения принимают прямоугольную с ординатой R_{btn} ($R_{bt,ser}$).

По I стадии рассчитывают элементы на образование трещин и деформации – до образования трещин.

Особенностью НДС предварительно напряженных элементов проявляется в том, что внешняя нагрузка вызывающая образование трещин значительно увеличивается, возрастает высота сжатой зоны бетона.

Во второй стадии в бетоне растянутой зоны интенсивно образуются и раскрываются трещины. В местах трещин растягивающие усилия воспринимает арматура и бетон над трещиной под нулевой линией. На участках между трещинами – арматура и бетон работают еще совместно.

По мере возрастания нагрузки напряжения в арматуре приближаются к пределу текучести R_s , т.е. происходит конец II стадии.

Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки за счет развития неупругих деформаций искривляется. Стадия II в элементах с предварительным напряжением сохраняется незначительное время.

По II стадии рассчитывают величину раскрытия трещин и кривизну элементов.

В третьей стадии происходит разрушение элемента. Самая короткая по продолжительности. Напряжения в арматуре достигают предела текучести, а в бетоне – временного сопротивления осевому сжатию. Бетон растянутой зоны из работы элемента почти полностью исключается.

2 характерных случая разрушения:

1. Пластический характер разрушения.

Начинается с проявления текучести арматуры, вследствие чего быстро растет прогиб и развиваются трещины.

Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, искривляется при постоянном предельном моменте (рис. 22, а). Такие участки называются *пластическими шарнирами*.

Напряжения в сжатой зоне бетона достигают временного сопротивления сжатию и происходит его раздробление.

2. При избыточном содержании растянутой арматуры происходит хрупкое (внезапное) разрушение от полного исчерпания несущей способности сжатой зоны бетона при неполном использовании прочности растянутой арматуры (рис. 22, б).

III стадия используется в расчетах на прочность.

После образования трещин НДС элементов с предварительным напряжением и без преднапряжения в стадиях 2 и 3 сходны. При этом интервал между стадиями 1 и 3 значительно сокращается.

34. Основные положения расчета сечений по предельным состояниям

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т.е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или чрезмерно раскрытые трещины.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний.

Предельные состояния I группы (группа непригодности к эксплуатации):

- потеря прочности или несущей способности вследствие разрушения бетона или разрыва арматуры;
- потеря устойчивости;
- усталостное разрушение.

Предельные состояния II группы (группа непригодности к нормальной эксплуатации):

- чрезмерные прогибы или выгибы;
- образование трещин;
- чрезмерное раскрытие трещин.

Расчет по предельным состояниям конструкции производят для всех стадий: изготовление, хранение, транспортирование, монтаж и эксплуатация.

Усилия в статически-неопределимых конструкциях определяют с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры, что очень существенно при длительном воздействии нагрузки, а также учитывается перераспределение усилий.

При расчете по этому методу четко устанавливают предельные состояния конструкций и используют систему расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов.

Для предельных состояний I группы условие прочности обеспечивается, если усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, не будет превышать предельного усилия, которое может выдержать элемент, т. е. при соблюдении неравенства:

$$F \leq F_u,$$

где F – усилие от расчетных нагрузок (M , N или Q); F_u – предельное усилие, которое может выдержать элемент (минимальная несущая способность сечения элемента).

По II группе предельных состояний выполняют расчеты по образованию трещин, раскрытию трещин и расчет по перемещениям.

Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, не будет превышать внутреннего усилия, которое может воспринять сечение перед образованием трещин:

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

где F – усилие от нормативных нагрузок (M или N); F_{crc} – внутреннее усилие, которое может выдержать элемент перед образованием трещин, т.е. при напряжениях в растянутой зоне сечения равных R_{bt} .

Считается, что ширина раскрытия трещин, возникающих в элементе от внешних воздействий, не будет превышать допустимой, если ее значение меньше предельной:

$$a_{crc} \leq a_{crc,u},$$

где a_{crc} – расчетное значение ширины раскрытия трещины; $a_{crc,u}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещины (приведена в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции», СП 52-101-2003, СП 52-102-2004).

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента и сравнении его с предельным прогибом:

$$f \leq f_u,$$

где f – прогиб элемента от внешних воздействий; f_u – предельный прогиб элемента, допустимый по условиям эксплуатации (приведен в СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»).

35. Нормативные и расчетные нагрузки

1) По природе возникновения:

- а) технологические (от веса людей в жилых и общественных зданиях, оборудования и кранов в промышленных зданиях);
- б) атмосферные (от снега, ветра, изменений температуры, гололед);
- в) собственный вес несущих и ограждающих конструкций;
- г) сейсмические, взрывные воздействия, пожар, просадка грунтов.

2) По длительности нагрузки бывают:

- а) постоянные (собственный вес, давление грунтов, предварительное напряжение);
- б) временные:
 - длительные (вес стационарного оборудования на перекрытиях; давление газов, жидкостей, сыпучих тел; длительная часть крановых, снеговых нагрузок и т.д.);
 - кратковременные (люди, кратковременная часть крановых, снеговых нагрузок, ветровые нагрузки);
 - особые (сейсмические, взрывные воздействия, отказ оборудования, просадка оснований).

3) По направлению:

- а) вертикальные (нагрузки от веса конструкций и временные (полезные) нагрузки);
- б) горизонтальные (ветровая нагрузка);
- в) наклонные.

4) По качеству:

- а) распределенные;
- б) сосредоточенные.

5) По применению в расчетах:

- а) нормативные;
- б) расчетные.

Иногда применяют термин "полезная нагрузка", т.е. нагрузка, являющаяся условием функционального использования той или иной конструкции или всего сооружения в целом.

Нагрузки, отвечающие нормальным условиям эксплуатации, называют *нормативными*. Нормативные нагрузки от технологического оборудования принимаются по паспортам заводов-изготовителей, атмосферные – по результатам многолетних наблюдений, полезные нагрузки от людей из расчета возможного скопления на единице площади и т.д.

Нагрузки, отвечающие предельным максимальным значениям, появление которых возможно в результате влияния неучтенных факторов – называют *расчетными*.

Переход от нормативной нагрузки к расчетной осуществляется путем умножения на коэффициент надежности по нагрузке:

$$q^p = q^n \cdot \gamma_f.$$

Как правило, на сооружение действует не одна, а несколько нагрузок. При расчете конструкций необходимо выбрать наиболее неблагоприятное их *сочетание*. Поэтому в нормах на проектирование установлены две категории расчетных сочетаний нагрузок:

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

Если в основное сочетание входит одна временная нагрузка, ее принимают без снижения. При двух и более временных нагрузках основного сочетания их умножают на *коэффициент сочетания* ψ , учитывающий меньшую вероятность совместного действия расчетных значений. Для временных длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,9$. В особых сочетаниях $\psi_1 = 0,95$, а $\psi_2 = 0,8$, при этом особую нагрузку принимают без снижения.

36. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Нормативные сопротивления бетона – это сопротивление осевому сжатию бетонных призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению R_{btn} , которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности (при обеспеченности 0,95).

Расчетные сопротивления бетона получают путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}} - \text{расчетное сопротивление бетона осевому сжатию,}$$

где γ_{bc} - коэффициент надежности по бетону при сжатии, зависящий от вида бетона.
 $\gamma_{bc} = 1,3$

$$R_{bt} = \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}} - \text{расчетное сопротивление бетона осевому растяжению,}$$

где γ_{bt} - коэффициент надежности по бетону при растяжении, зависящий от вида бетона. $\gamma_{bt} = 1,5$

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} в отдельных случаях уменьшают или увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условия работы бетона γ_{bi} , которые учитывают следующие факторы: длительность действия нагрузки; многократную повторяемость нагрузки; условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления; размеры сечения и т.д.

37. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности и принимают равными наименьшим контролируемым значениям предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%). Доверительная вероятность нормативного сопротивления арматуры – 0,95.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по материалу:

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

где γ_s - коэффициент надежности по арматуре, зависящий от класса арматуры. При расчете по II ГПС $\gamma_s = 1$

Расчетные сопротивления арматуры сжатию при наличии сцепления арматуры с бетоном: $R_{sc} = R_s$, но не более 400 МПа.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления арматуры в отдельных случаях уменьшают или увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условия работы арматуры γ_{si} , которые учитывают возможность неполного использования прочностных характеристик арматуры в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки и т.д.

При расчете элементов на действие поперечной силы расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры снижают введением коэффициента условий работы в связи с неравномерным нагружением поперечных стержней $\gamma_{s1} = 0,8$: $R_{sw} = 0,8R_s$.

38. Три категории требований к трещиностойкости ЖБК

Трещиностойкость ж/б конструкции называют ее сопротивление образованию трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния или сопротивление раскрытию трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния.

К трещиностойкости ж/б конструкции или ее частей при расчете предъявляют различные требования в зависимости от вида применяемой арматуры. Эти требования относятся к появлению и раскрытию нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин и подразделяются на три категории:

первая категория – не допускается образование трещин;

вторая категория – допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия (зажатия);

третья категория – допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

Продолжительным – раскрытие трещин при действии только постоянных и длительных нагрузок.

Также требованиям трещиностойкости должны отвечать элементы при расчете их на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

В зависимости от условий обеспечения сохранности арматуры и класса арматуры предельно допустимая ширина раскрытия трещин находится в пределах от 0,1 до 0,4 мм.

39. Конструктивные особенности изгибаемых элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования μ рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b}; \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100},$$

где $A_{s,\min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры; $A_b = b \cdot h_0$ – площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах $\mu_{\min} = 0,05$. Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

Конструктивные требования к минимальным расстояниям между стержнями арматуры приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Плита – плоская конструкция, толщина которой значительно меньше ширины и длины.

Минимальная толщина плит:

40 мм – плиты покрытий;

50 мм – плиты перекрытий жилых и общественных зданий;

60 мм – плиты перекрытий промышленных зданий.

Продольное армирование плиты – стержни укладываются параллельно направлению изгиба плиты.

Плиты могут быть однопролетными и многопролетными (рис. 23), балочными и опертыми по контуру, сборными и монолитными.

Плиты обычно армируют сварными сетками.

Диаметр рабочих стержней сварных сеток не менее 3 мм, вязаных сеток не менее 6 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней S_1 должно быть не более 200 мм, если высота плиты h менее 150 мм. При высоте плиты 150 мм и более $S_1 = 1,5h$. *Поперечные стержни* располагают с шагом $S_2 = 250 \dots 300$ мм (рис. 23, а), но не реже чем через 350 мм. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры.

Толщина защитного слоя для продольной рабочей арматуры в плитах принимается не менее 10...15 мм.

Балка – это линейная конструкция, размеры поперечного сечения которой существенно меньше длины.

Конструктивные требования к размерам.

Высота h кратно 50 мм, если $h < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h > 600$ мм.

Ширина $b \approx (0,3 \dots 0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50 мм.

Железобетонные балки бывают прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения.

Балки армируются сварными и вязаными каркасами.

Минимальный диаметр рабочей арматуры – 12 мм. *Минимальный диаметр поперечной арматуры* в сварных каркасах задается из условия свариваемости.

Шаг поперечных стержней:

- на приопорных участках длиной $1/4$ пролета (в зоне максимальной поперечной силы):
 - при $h \leq 450$ мм. не более $h/2$ и не более 150 мм;
 - при $h > 450$ мм. не более $h/3$ и не более 500 мм;
- на остальной части пролета. не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расстояния между продольными стержнями сварных и вязаных каркасов приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

40. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой

1. Расчет производят по 3 стадии НДС, в этом случае принимают: $\sigma_s = R_s$ и $\sigma_b = R_b$ с учетом коэффициентов работы бетона и арматуры;

2. Действительная криволинейная эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны заменяется прямоугольной;

3. Работой бетона на растяжение пренебрегаем.

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b b}.$$

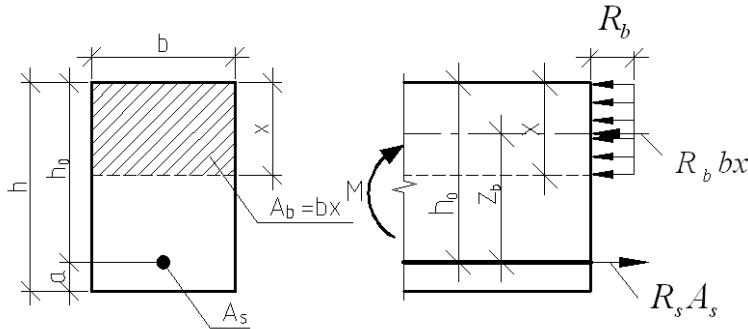


Рис. 27. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий.

Условие прочности по сжатой зоне бетона:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (1)$$

Условие прочности по растянутой арматуре:

$$M_{\text{внеш}} \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (2)$$

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют *табличный метод*. С этой целью формулы (1) и (2) преобразуют следующим образом:

$$M = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5 \frac{x}{h_0}) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5\xi) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 \cdot \zeta =$$

$$= R_b \cdot b \cdot \frac{x}{h_0} \cdot h_0 \cdot h_0 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0^2 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \alpha_m,$$

$$\text{где } \xi = \frac{x}{h_0}; \quad \zeta = (1 - 0,5\xi); \quad \alpha_m = \xi \cdot \zeta.$$

$$\text{Тогда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (3)$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} \quad (4)$$

На основании экспериментов установлено, что полученные формулы справедливы при условии $\xi \leq \xi_R$, когда разрушение происходит по 1 случаю 3 стадии НДС (начинается с текучести растянутой арматуры).

Где $\xi = \frac{x}{h_0}$ - относительная высота сжатой зоны;

$\xi_R = \frac{x_R}{h_0}$ - граничная относительная высота сжатой зоны бетона при которой одновременно разрушается бетон сжатой зоны и течет арматура.

41. Граничная относительная высота сжатой зоны

Граничная высота сжатой зоны бетона – при которой одновременно разрушается бетон сжатой зоны и течет арматура.

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0}$$

Величина ξ_R определяет границу между 1 и 2 случаями разрушения (с текучести арматуры или по бетону сжатой зоны).

Значение ξ_R определяют по формуле:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях равных R_s .

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$$

Для арматуры с условным пределом текучести:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}$$

где σ_{sp} - предварительное напряжение с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0,9$.

$\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

42. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, значит прочности сжатой зоны бетона недостаточно и арматура в этой зоне требуется по расчету.

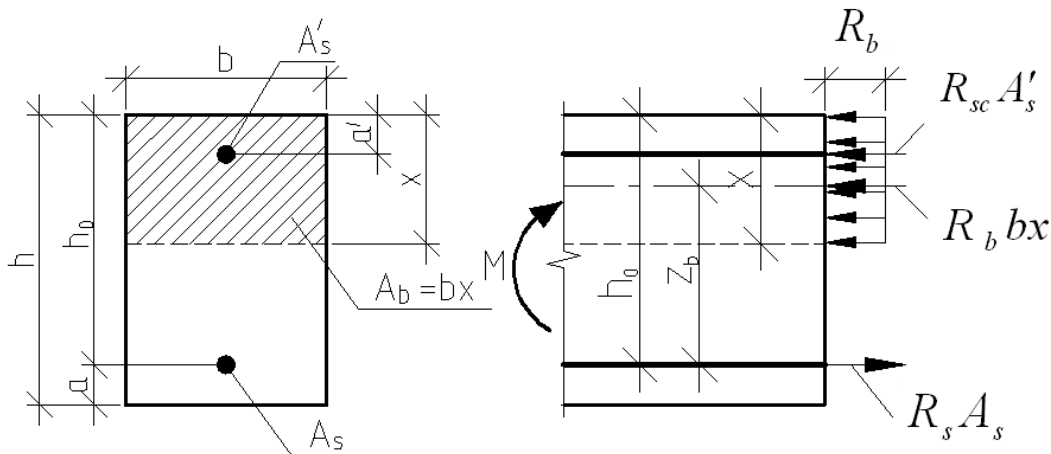


Рис. 28. Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий.

Условие прочности по сжатой зоне изгибаемого элемента, армированного двойной арматурой:

$$M_{внеш} \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (5)$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}.$$

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, принимают $\xi = \xi_R$, затем находят значение α_r .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Формулу (5) преобразуем следующим образом:

$$\begin{aligned} M_{внеш} &\leq R_b \cdot b \cdot x_R (h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \\ M_{внеш} &\leq \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \end{aligned} \quad (6)$$

Требуемую площадь сжатой арматуры A'_s можно определить из формулы (6):

$$A'_s = \frac{M - R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_R})}{R_{sc} (h_0 - a')}.$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента находят требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A'_s.$$

43. Расчет изгибаемых элементов таврового профиля

Расчеты прочности некоторых железобетонных конструкций (многopустотные и ребристые плиты перекрытий) сводятся в итоге к расчету таврового сечения. Тавровое сечение образуется из *полки* и *ребра*. Основное преимущество таврового сечения перед прямоугольным – это отсутствие «лишнего» бетона в растянутой зоне, поэтому в сравнении с прямоугольным тавровое сечение значительно выгоднее, т.к. при одной и той же несущей способности (бетон растянутой зоны не влияет на несущую способность) расход бетона значительно меньше.

Расчетный случай зависит от положения границы сжатой зоны бетона.

1 случай. Граница сжатой зоны проходит в полке $x \leq h'_f$. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами $b'_f \times h$, поскольку бетон в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

2 случай. Граница сжатой зоны находится в ребре. Расчет проводят по формулам таврового профиля.

При решении прямой задачи, т.е. когда необходимо определить требуемое количество растянутой арматуры, предполагают, что нижняя граница сжатой зоны проходит по нижней грани полки (рис. 33), определяют величину несущей способности таврового сечения на изгиб и сравнивают с величиной изгибающего момента от действия внешних нагрузок.

$M_{\text{внеш}} \leq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$ - граница сжатой зоны находится в полке;

$M_{\text{внеш}} \geq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$ - граница сжатой зоны находится в ребре.

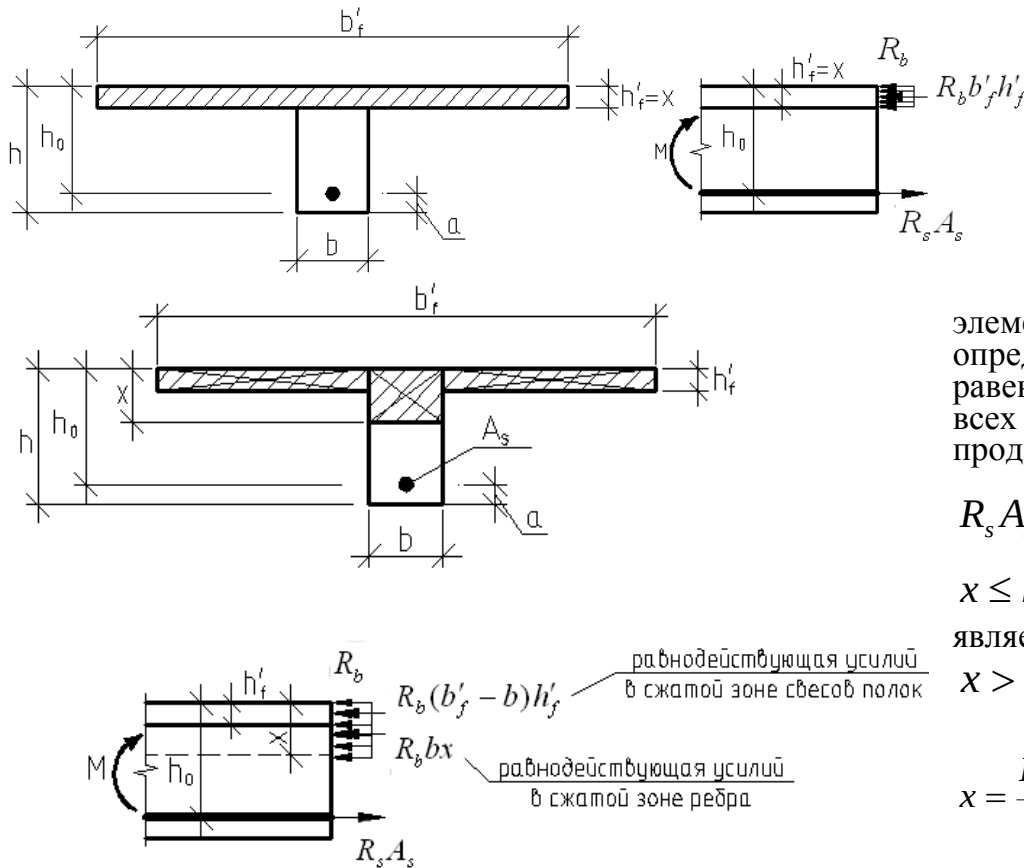


Рис. 33. К определению расчетного случая в элементах таврового профиля.

При решении обратной задачи, т.е. когда требуется проверить несущую способность элемента при известном количестве арматуры в элементе, граница сжатой зоны определяется из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b'_f x = 0; \quad x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f}, \quad \text{при}$$

$x \leq h'_f$ расчетным сечением является прямоугольник, а при $x > h'_f$ - сечение таврового профиля

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}$$

Расчет арматуры

растянутой зоны в элементах таврового профиля (<- рис. 34).

Условие прочности по сжатой зоне: $M \leq R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5x)$ (7)

Заменяя $R_b b x (h_0 - 0,5x)$ на $R_b b h_0^2 \alpha_n$ из условия прочности (7) определяют значение:

$$\alpha_n = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)}{R_b b h_0^2},$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента: $R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x}{R_s} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}.$$

Если $\xi > \xi_R$, необходима арматура в сжатой зоне.

44. Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил (по наклонным сечениям)

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

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

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

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

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции s на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции s наклонного сечения.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0; \quad (6.65)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении элемента; φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Рисунок 6.8 - Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рисунок 6.8)

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}; \quad (6.66)$$

производят из условия

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции s на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении. Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (6.67)$$

но принимают не более $2.5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0.5 R_{bt} b h_0$;

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \quad (6.68)$$

где φ_{sw} - коэффициент, принимаемый равным 0,75;

Q_{sw} - усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}. \quad (6.69)$$

Расчет производят для ряда расположенных подлине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения c . При этом длину c в формуле (6.68) принимают не более $2,0h_0$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}, \quad (6.70)$$

где Q_1 - поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0.5R_{bt}bh_0; \quad (6.71)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw}h_0. \quad (6.72)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 вблизи опоры на расстоянии a менее $2,5h_0$ расчет из условия (6.70) производят, умножая значения Q_{b1} , определяемые по формуле (6.71), на коэффициент, равный $\frac{2.5}{a/h_0}$; но принимают значение Q_{b1} не более $2,5R_{bt}bh_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 , на расстоянии a менее h_0 расчет из условия (6.70) производят, умножая значение $Q_{sw,1}$, определяемое по формуле (6.72), на коэффициент, равный a/h_0 .

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0.25R_{bt}b.$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если в условии (6.66) принимать

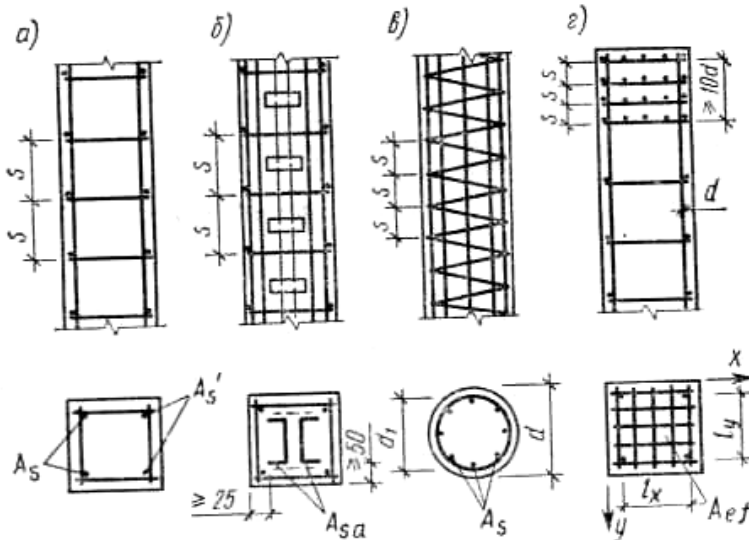
$$Q_b = 4\varphi_{b2}h_0^2q_{sw}/c$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, $\frac{S_w}{h_0}$ должен быть не больше

$$\frac{S_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt}bh_0}{Q}.$$

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований расчет производят из условий (6.66) или (6.70), принимая усилия Q_{sw} или $Q_{sw,1}$, равными нулю.

45. Конструктивные особенности сжатых элементов



Поперечное сечение сжатых элементов, как правило, принимают: при малых эксцентриситетах — квадратное, круглое, кольцевое, при больших — прямоугольное, двутавровое. Элементы квадратного и прямоугольного сечений просты в изготовлении, но более материалоемки. Размеры поперечного сечения определяют расчетом и в целях унификации принимают кратными 50 мм, если размер сечения не превышает 500 мм, и кратным 100 мм — при больших размерах. Чтобы обеспечить качественное бетонирование, сборные и монолитные колонны сечением менее 250×250 мм применять не рекомендуется.

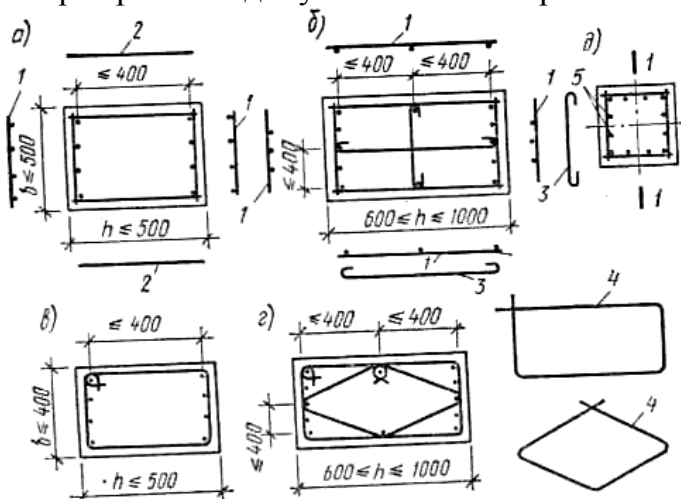
-> Рис. 5.2. Виды армирования сжатых элементов

Для колонн обычно применяют бетон классов В 15...30. В зависимости от особенностей армирования сжатые элементы различают: 1) по виду продольного армирования: с гибкой продольной арматурой и хомутами (рис. 5.2, а); с жесткой (несущей) продольной арматурой (рис. 5.2, б); 2) по виду поперечного армирования: с обычным поперечным армированием (хомутами) (см. рис. 5.2, а); с косвенной арматурой, учитываемой в расчете (рис. 5.2, в, г). Арматура сжатых элементов состоит из продольных и поперечных стержней (хомутов), расположенных, как правило, на равных расстояниях друг от друга. Продольная арматура ставится по расчету и воспринимает часть нагрузки, действующей на элемент. Хомуты, в основном, предназначены для обеспечения проектного положения арматуры и для предотвращения выпучивания продольных стержней при действии внешней нагрузки. Кроме того, хомуты препятствуют развитию поперечных деформаций элемента, тем самым несколько повышая сопротивляемость бетона сжатию.

Расположение продольной арматуры может быть симметричным ($A_s = A'_s$) (рис. 5.3) относительно центра тяжести сечения и несимметричным ($A_s \neq A'_s$). Симметричное армирование применяют в элементах с малым эксцентриситетом и при действии моментов двух знаков, близких по величине. Оно проще в изготовлении, но при больших эксцентриситетах менее экономично.

Насыщение поперечного сечения сжатых элементов продольной арматурой оценивают коэффициентом (процентом) армирования μ ($\mu\%$). При этом принимают в элементах со случайным эксцентриситетом по экономическим соображениям принимают 1...2%. Минимальный устанавливают в зависимости от гибкости элемента; он обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин. В элементах с расчетным эксцентриситетом $\mu\%_{\min} = 0,05...0,25\%$, а в элементах со случайным эксцентриситетом увеличивается вдвое. Рекомендуется максимальное значение $\mu\% = 3\%$; больший коэффициент армирования допускается лишь при соответствующем обосновании.

-> Рис. 5.3. Армирование сжатых элементов с гибкой арматурой:



а, б, д — сварными каркасами; в, г — вязаными; 1 — сварные каркасы; 2 — соединительные стержни; 3 — шпильки; 4 — вязаные хомуты; 5 — промежуточные стержни; 1—1 — плоскость, в которой лежит эксцентриситет е.

Для удобства бетонирования и обеспечения надежного сцепления арматуры с бетоном расстояние в свету между продольными стержнями принимают: при вертикальном бетонировании не менее 50 мм; при бетонировании в горизонтальном положении не менее 25 мм для нижней арматуры и не менее 30 мм для верхней и в обоих случаях не менее диаметра стержня. Максимально допустимое расстояние между осями стержней составляет 400 мм.

Поперечную арматуру в сжатых элементах устанавливают конструктивно. Расстояние между хомутами назначают не более 500 мм и $20d$ в сварных каркасах или $15d$ в вязаных.

46. Расчет прочности сжатых элементов со случайным эксцентриситетом

При эксцентриситете продольной силы $e_o \leq \frac{h}{30}$ и гибкости элемента $\frac{l_o}{h} \leq 20$ допускается производить расчет из условия:

$$N \leq N_{ult}$$

где N_{ult} – предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле:

$$N_{ult} = \varphi(R_b A + R_{sc} A_s)$$

где A_s - площадь всей продольной арматуры в сечении;

φ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки в зависимости от гибкости элемента.

$\frac{l_o}{h}$	6	10	15	20
φ	0,92	0,9	0,83	0,7

47. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при расчетных эксцентриситетах

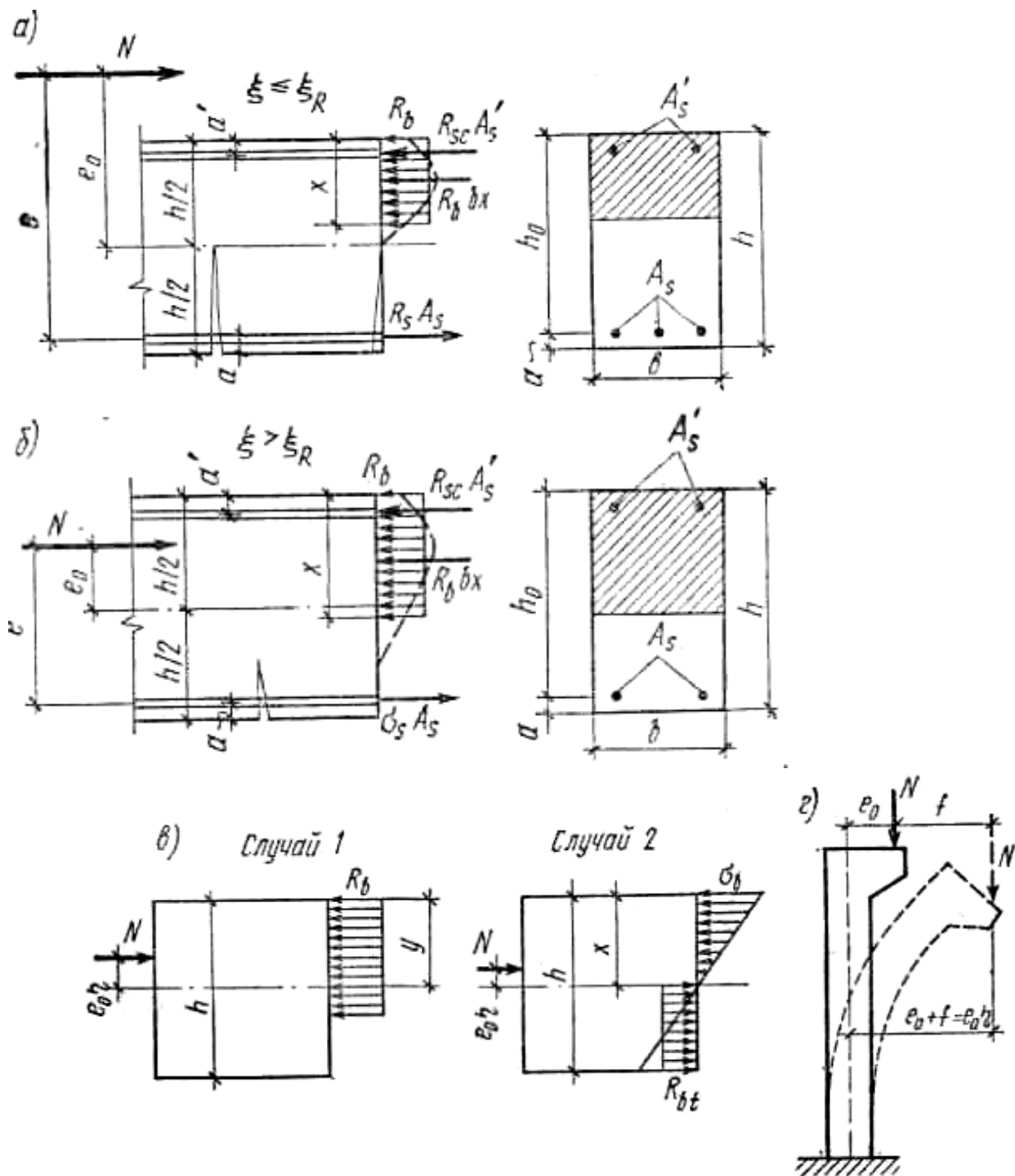
Расчет по прочности прямоугольных речений внецентренно сжатых элементов производят из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h - a') \quad (6.20)$$

где e - расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры, равное:

$$e = e_0 + f = e_0 \eta \quad e = e_0 + h/2 - a.$$

Здесь η - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность и определяемый согласно [6.2.16](#).



Высоту сжатой зоны x определяют:

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ (случай 1) по формуле

$$\chi = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} ; \quad (6.21)$$

б) при $\xi = \frac{\chi}{h_0} > \xi_R$ (случай 2) по формуле

$$\chi = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2 R_s A_s}{h_0 (1 - \xi_R)}} . \quad (6.22)$$

Условие равновесия примет вид (рис. 5.4.б)

$$N = R_b b \chi + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (5.5)$$

где σ_s для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А240, А300, А400 определяют по эмпирической формуле:

$$\sigma_s = [2(1 - \xi)/(1 - \xi_R) - 1] R_s.$$

Значение коэффициента η при расчете конструкций по недеформированной схеме определяют по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} ; \quad (6.23)$$

где N_{cr} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} ; \quad (6.24)$$

где D - жесткость железобетонного элемента;

l_0 - расчетная длина элемента, определяемая согласно [6.2.18](#).

Допускается значение D определять по формуле

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s, \quad (6.25)$$

где E_b, E_s - модули упругости соответственно бетона и арматуры;

I, I_s - моменты инерции площадей сечения соответственно бетона и всей продольной арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения элемента;

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} ;$$

$$k_s = 0,7 ;$$

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{l1}}{M_1} ;$$

M_1, M_{l1} - моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e - относительное значение эксцентриситета продольной силы $\frac{e_0}{h}$,

где $e_0 = \frac{M}{N}$, принимаемое не менее 0,15.

48. Конструктивные особенности растянутых элементов

Центрально растянутые элементы, как правило, выполняют предварительно напряженными с целью повышения их трещиностойкости, а арматуру в их поперечном сечении располагают симметрично, чтобы избежать эксцентриситета при обжатии.

Растянутые элементы армируют стержнями диаметром 3...32 мм; в целях ограничения ширины раскрытия трещин целесообразно применять меньшие диаметры при большем количестве стержней. Такое армирование также способствует более равномерному распределению напряжений в бетоне. В предварительно напряженных резервуарах и трубах напрягаемую арматуру навивают на наружную поверхность, создавая обжатие конструкции в радиальном направлении.

Общие принципы конструирования железобетонных внецентренно растянутых элементов те же, что и внецентренно сжатых: продольную рабочую арматуру устанавливают по сторонам сечения, перпендикулярным плоскости изгиба, и связывают сварными или вязаными хомутами. Особенностью конструирования являются стыки рабочих стержней элементов, выполняемые, как правило, на сварке.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В22,5. Предварительно напряженные конструкции изготавливают из бетона класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкостей, следует применять в качестве ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А300 и А240, предварительно напряженной — высокопрочную проволоку, канаты и горячекатаную сталь классов А-V, А-VI, Ат-V и Ат-VI.

Минимальный процент армирования устанавливают из условия предупреждения внезапного разрушения при раскрытии трещин и принимают: для центрально-растянутых элементов 0,1%, для внецентренно растянутых 0,05%.

49. Расчет прочности центрально растянутых элементов

Расчет по прочности сечений центрально-растянутых элементов следует производить из условия

$$N \leq N_{ult}, \quad (6.28)$$

где N_{ult} - предельное значение продольной растягивающей силы, которое может быть воспринято элементом.

Значение силы N_{ult} определяют по формуле

$$N_{ult} = R_s A_{s,tot}, \quad (6.29)$$

где $A_{s,tot}$ - площадь сечения всей продольной арматуры.

50. Расчет прочности внецентренно растянутых элементов

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N :

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рисунок 6.6, а), - из условий:

$$Ne \leq M_{ult}; \quad (6.30)$$

$$Ne' \leq M'_{ult}, \quad (6.31)$$

где Ne и Ne' - усилия от внешних нагрузок;

M_{ult} и M'_{ult} - предельные усилия, которые может воспринять сечение.

Усилия M_{ult} и M'_{ult} определяют по формулам:

$$M_{ult} = R_s A'_s (h_0 - a'); \quad (6.32)$$

$$M'_{ult} = R_s A_s (h_0 - a'); \quad (6.33)$$

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рисунок 6.6, б), из условия (6.30) определяют предельный момент M_{ult} по формуле

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (6.34)$$

при этом высоту сжатой зоны x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - N}{R_b b} \quad (6.35)$$

Если полученное из расчета по формуле (6.35) значение $x > \xi_R h_0$, в формулу (6.34) подставляют $x = \xi_R h_0$.

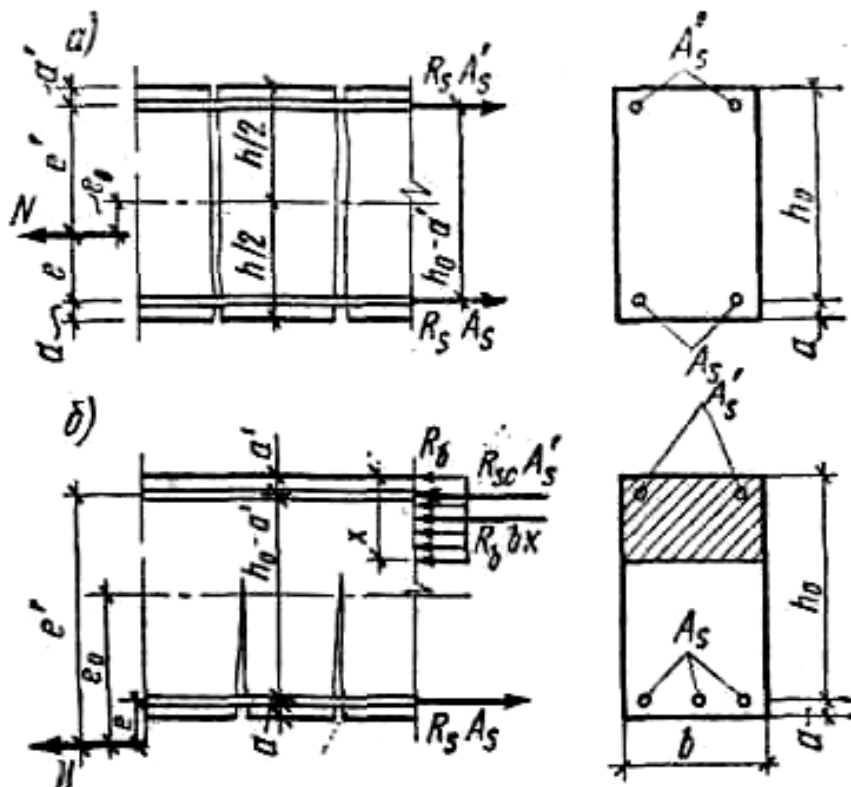


Рис. 6.6. Схемы расчетных усилий в сечениях внецентренно растянутых элементов

51. Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин. Общие положения.

Расчет изгибаемых элементов по раскрытию трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие

$$M > M_{crc}, \quad (1) \quad (75)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{crc} - изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Для центрально растянутых элементов ширину раскрытия трещин определяют при соблюдении условия

$$N > N_{crc}, \quad (2) \quad (76)$$

где N - продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

N_{crc} - продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин.

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное - только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (3) \quad (77)$$

где a_{crc} - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

а) из условия обеспечения сохранности арматуры:

- классов А240 - А600, В500:

0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов А800, А1000, а также Вр1200 - Вр1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

- классов Вр1500, К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм:

0,1 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,2 мм - при непродолжительном раскрытии трещин;

б) из условия ограничения проницаемости конструкций:

0,2 мм - при продолжительном раскрытии трещин;

0,3 мм - при непродолжительном раскрытии трещин.

Ширину раскрытия трещин a_{crc} определяют исходя из взаимных смещений растянутой арматуры и бетона по обе стороны трещины на уровне оси арматуры и принимают:

- при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc,1}; \quad (4) \quad (78)$$

- при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}, \quad (5) \quad (79)$$

где $a_{crc,1}$ - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

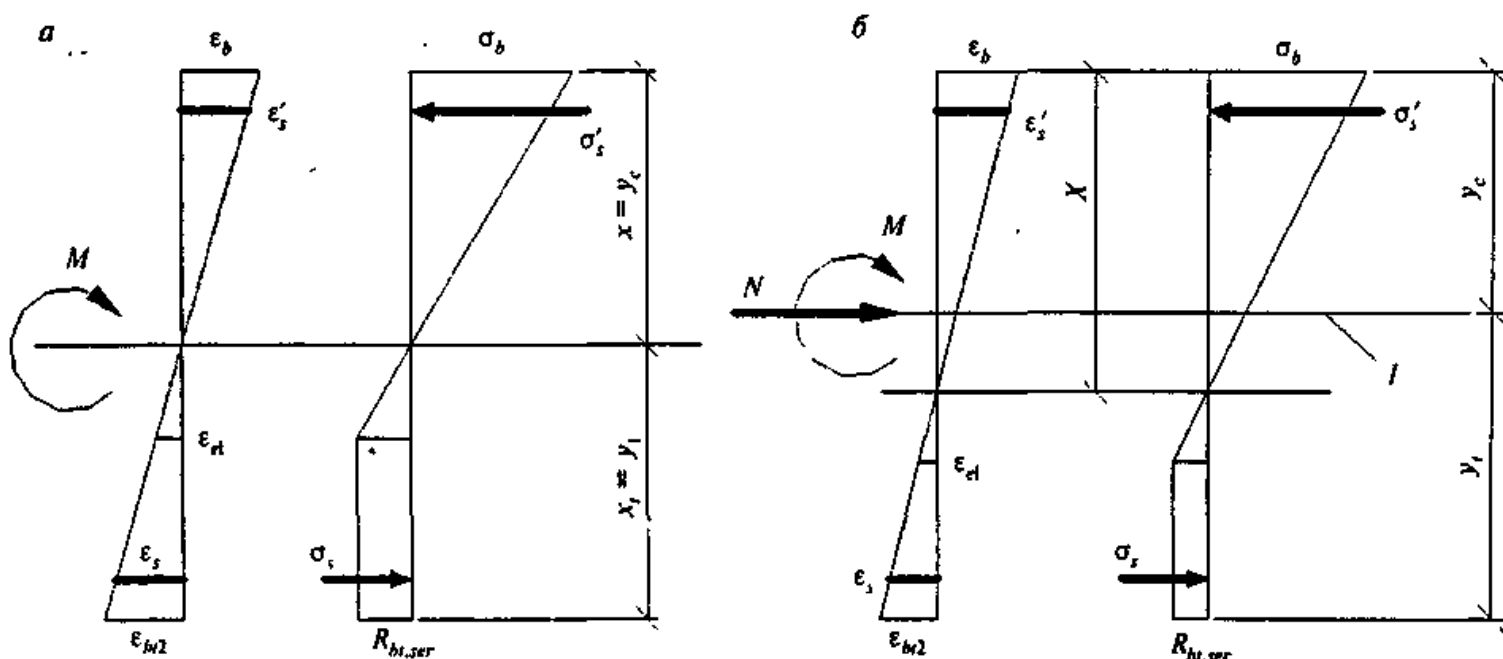
$a_{crc,2}$ - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc,3}$ - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

52. Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин определяют с учетом неупругих деформаций растянутого бетона при следующих предпосылках:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают треугольной формы как для упругого тела (рисунок 7.1);
- эпюру напряжений в растянутой зоне бетона принимают трапецевидной формы с напряжениями, не превышающими расчетных значений сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$;
- относительную деформацию крайнего растянутого волокна бетона принимают равной ее предельному значению $\varepsilon_{bt,ult}$ при кратковременном действии нагрузки; при двухзначной эпюре деформаций в сечении элемента $\varepsilon_{bt,ult} = 0,00015$;
- напряжения в арматуре принимают в зависимости от относительных деформаций как для упругого тела.



1 - уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Рисунок 1 - Схема напряженно-деформированного состояния сечения элемента при проверке образования трещин при действии изгибающего момента (а), изгибающего момента и продольной силы (б)

Момент образования трещин в сечении изгибаемого элемента без учета неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W, \quad (6) \quad (7.6)$$

Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов без учета неупругих деформаций растянутого бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W \pm P e_{яд}, \quad (6) \quad (13) \quad (80)$$

где W - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна; $e_{яд} = e_{op} + r$ - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия P до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется;

e_{op} - то же, до центра тяжести приведенного сечения;

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки.

В формуле (13) (80) знак « + » принимают, когда направления вращения моментов $P e_{яд}$ и внешнего изгибающего момента M противоположны; « - » - когда направления совпадают.

Значения W и r определяют по формулам:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}; \quad (7) \quad (14) \quad (81)$$

$$r = \frac{W}{A_{red}}, \quad (8) \quad (15) \quad (82)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha; \quad (9) \quad (16) \quad (83)$$

A_{red} - площадь приведенного поперечного сечения элемента

$$A_{red} = A + A_s \alpha + A'_s \alpha; \quad (10) \quad (17) \quad (84)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

A, A_s, A'_s - площадь поперечного сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}, \quad (11) \quad (18) \quad (85)$$

здесь $S_{t,red}$ - статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

Допускается момент сопротивления W определять без учета арматуры.

В этом случае значения I_s, I'_s, A_s, A'_s в формулах (16) и (17) принимают равными нулю.

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения момент сопротивления W без учета арматуры определяют по формуле

$$W = \frac{bh^2}{6}. \quad (19) \quad (86)$$

Усилие N_{crc} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{crc} = A_{red} R_{bt,ser}.$$

53. Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s ; \quad (21) \quad (7.13)$$

где σ_s - напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

l_s - базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s - коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент $\psi_s = 1$, если при этом условие (3) не удовлетворяется, значение ψ_s следует

определять по формуле
$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{M_{crc}}{M}$$

φ_1 - коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 - при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 - при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 - коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 - для арматуры периодического профиля;

0,8 - для гладкой арматуры;

φ_3 - коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 - для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 - для растянутых элементов.

Значения напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \alpha_{s1} \quad (15) \quad (7.14)$$

где I_{red} , y_c - момент инерции и расстояние от сжатой грани до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно. Для изгибаемых элементов $y_c = x$ ([рисунк 7.2](#)),

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле (16) (7.15)

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}},$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} \quad (17) \quad (7.16)$$

Относительную деформацию бетона $\varepsilon_{b1,red}$ принимают равной 0,0015.

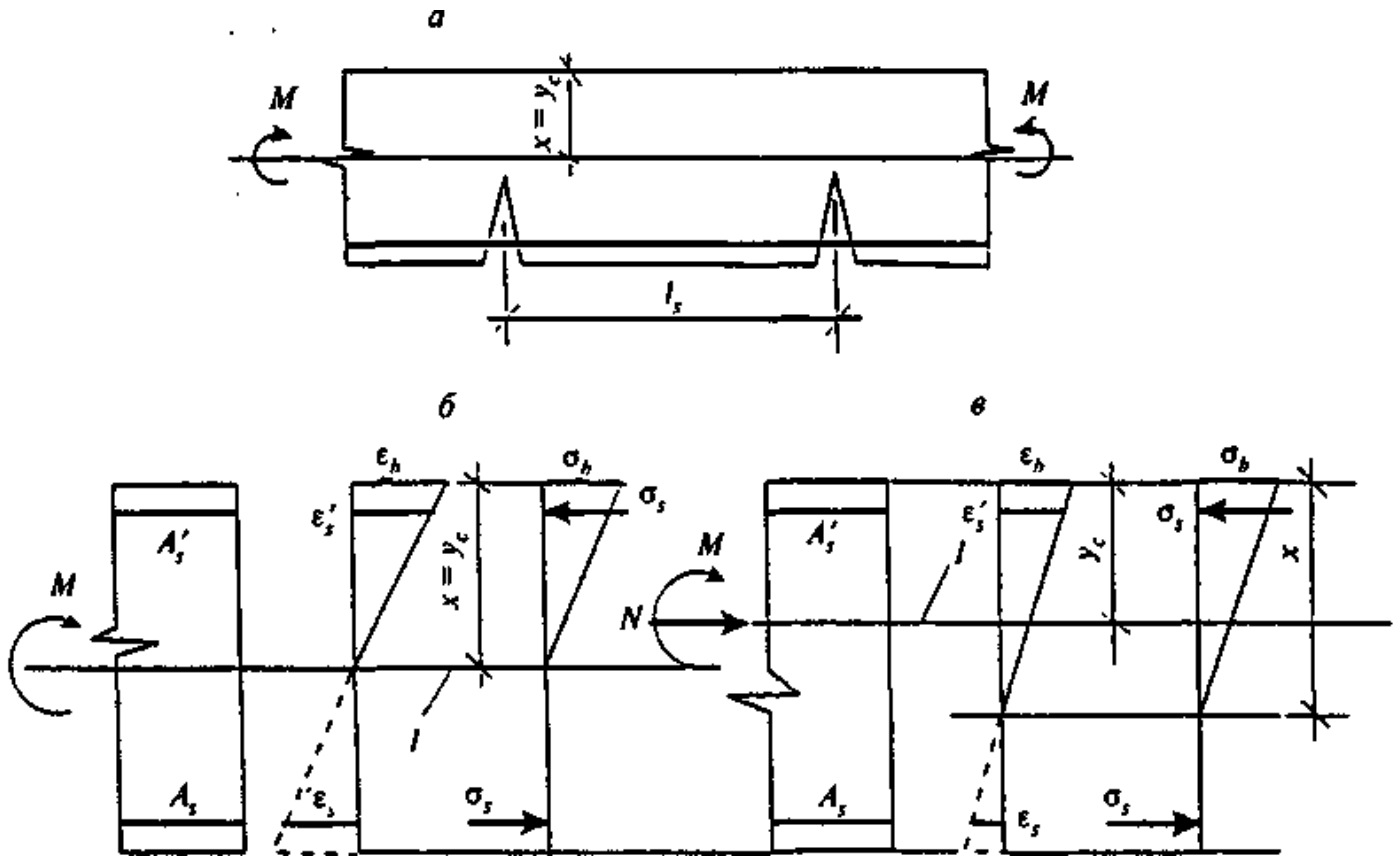
Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s} \quad (18) \quad (7.17)$$

где z_s - расстояние, от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента. Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s определяют по формуле

$$z_s = h_0 - \frac{x}{3} \quad (19) \quad (7.18)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z_s принимать равным $0,8h_0$.



1- уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Рисунок 7.2 - Схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами при действии изгибающего момента (*а*), изгибающего момента и продольной силы (*в*)

Значения базового расстояния между трещинами l_s определяют по формуле

$$l_s = 0.5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (22) \quad (7.21)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 10 см и не более $40d_s$ и 40 см (для элементов с рабочей высотой поперечного сечения не более 1м).

Здесь A_{bt} - площадь сечения растянутого бетона.

Значения A_{bt} определяют по высоте растянутой зоны бетона x_t используя правила расчета момента образования трещин согласно указаниям. В любом случае значение A_{bt} принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее $2a$ и не более $0,5h$.

Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0.8 \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} \quad (23) \quad (7.22)$$

где $\sigma_{s,crc}$ - напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по указаниям; σ_s - то же, при действии рассматриваемой нагрузки.

54. Расчет железобетонных элементов по прогибам. Общие положения.

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (1) \quad (7.24)$$

где f - прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} - значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

Прогиб железобетонных элементов, обусловленный деформацией изгиба, определяют по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (2) \quad (7.25)$$

где $\overline{M}_x$ - изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета l , для которого определяют прогиб;

$\left(\frac{1}{r} \right)_x$ - полная кривизна элемента в сечении x от внешней нагрузки, при которой определяют прогиб.

Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, не имеющих трещин, прогибы определяют по общим правилам строительной механики с использованием жесткости поперечного сечения.

Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, имеющих трещины, на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знак, кривизну допускается вычислять для наиболее напряженного сечения, принимая ее для остальных сечений такого участка изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента.

Для свободно опертых или консольных элементов максимальный прогиб определяют по формуле

$$f = sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (4) \quad (7.27)$$

где s - коэффициент, зависящий от расчетной схемы элемента и вида нагрузки, определяемый по правилам строительной механики; при действии равномерно распределенной нагрузки значение s принимают равным:

$\frac{5}{48}$

- для свободно опертой балки и

$\frac{1}{4}$

- для консольной балки;

$\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$

- полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяют прогиб.

55. Определение кривизны железобетонных элементов. Общие положения.

Полную кривизну изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов определяют по формулам:

для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2; \quad (5) \quad (7.28)$$

для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r} \right)_1 - \left(\frac{1}{r} \right)_2 + \left(\frac{1}{r} \right)_3. \quad (6) \quad (7.29)$$

В формуле (5) (7.28):

$\left(\frac{1}{r} \right)_1$, $\left(\frac{1}{r} \right)_2$ - кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

В формуле (6) (7.29):

$\left(\frac{1}{r} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r} \right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r} \right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Кривизну железобетонных элементов $\frac{1}{r}$ от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}; \quad (7) \quad (7.30)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} I_{red}, \quad (8) \quad (7.31)$$

где E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Момент инерции I_{red} определяют как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha, \quad (9) \quad (7.32)$$

где I - момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

I_s , I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$$I_s = A_s (h_0 - y_c)^2 ; \quad (10) \quad (7.33)$$

$$I'_s = A'_s (y_c - a')^2 ; \quad (11) \quad (7.34)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}} ; \quad (12) \quad (7.35)$$

y_c - расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Значения I и y_c определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Допускается определять момент инерции I_{red} без учета арматуры.

В этом случае для прямоугольного сечения

$$I_{red} = I = \frac{bh^3}{12} . \quad (13) \quad (7.36)$$

Значения модуля деформации бетона в формулах (8) и (12) /([7.31](#)), (7.35)/ принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0.85E_b ; \quad (14) \quad (7.37)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} , \quad (15) \quad (7.38)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - принимают по [таблице 5.5](#).

Таблица 5.5

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание - Относительную влажность воздуха окружающей среды. принимают по [СНиП 23-01](#) как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

56. Жесткость железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне.

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента на участке без трещин, определяется по формуле

$$D = E_{b1} I_{red}, \quad (8) \quad (7.31)$$

где E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Момент инерции I_{red} определяют как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha, \quad (9) \quad (7.32)$$

где I - момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

I_s , I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$$I_s = A_s (h_0 - y_c)^2; \quad (10) \quad (7.33)$$

$$I'_s = A'_s (y_c - a')^2; \quad (11) \quad (7.34)$$

α - коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}; \quad (12) \quad (7.35)$$

y_c - расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента.

Значения I и y_c определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Допускается определять момент инерции I_{red} без учета арматуры.

В этом случае для прямоугольного сечения

$$I_{red} = I = \frac{bh^3}{12}. \quad (13) \quad (7.36)$$

Значения модуля деформации бетона в формулах (8) и (12) /([7.31](#)), (7.35)/ принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0.85 E_b; \quad (14) \quad (7.37)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (15) \quad (7.38)$$

где $\varphi_{b,cr}$ - принимают по [таблице 5.5](#).

Таблица 5.5

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание - Относительную влажность воздуха окружающей среды. принимают по [СНиП 23-01](#) как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

57. Жесткость железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне.

Жесткость железобетонного элемента D на участках с трещинами определяют по формуле (30) и принимают не более жесткости без трещин.

D - изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} I_{red}, \quad (30) \quad (104)$$

где E_{b1} - модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки;

I_{red} - момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Значения модуля деформации сжатого бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации $E_{b,red}$, определяемым по формуле (5.9) при расчетных значениях сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ для соответствующих нагрузок (непродолжительного и продолжительного действия).

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести определяют по общим правилам сопротивления упругих элементов **с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны**, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} , и растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2} .

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2} + I'_s \alpha_{s1}, \quad (16) \quad (7.39)$$

где I_b , I_s , I'_s - моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

Значения I_s и I'_s определяют по формулам ($I_s = A_s (h_0 - y_c)^2$ и $I'_s = A'_s (y_c - a')^2$), принимая вместо y_c значение y_{cm} , равное расстоянию от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны (рисунок 7.3); для изгибаемых элементов

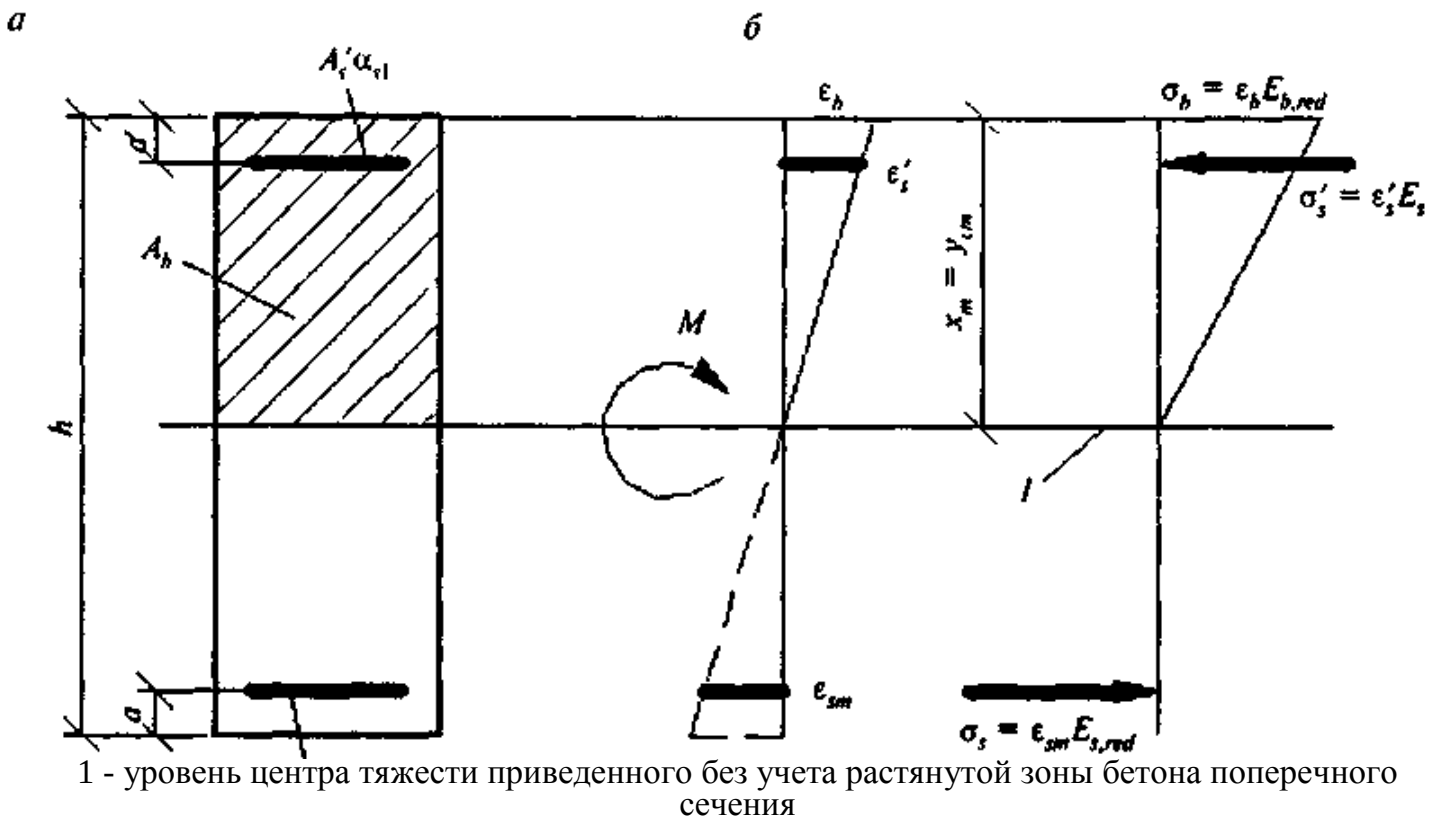


Рисунок 7.3 - Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами (б) для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента.

Для прямоугольных сечений только с растянутой арматурой высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \alpha_{s2}} - \mu_s \alpha_{s2} \right), \quad (18) \quad (7.41)$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}$$

где

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают равными:
для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (7.48)$$

для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}; \quad (7.49)$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле (5.9), при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки;

$E_{s,red}$ - приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по формуле

$$E_{s,red} = \frac{E_s}{\psi_s}; \quad (7.50)$$

Допускается принимать $\psi_s = 1$

Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов $\frac{1}{r}$ от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{0p}}{D}, \quad (29) \quad (103)$$

где M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

N_p и e_{0p} - усилие предварительного обжатия и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

58. Общие принципы проектирования ЖБК зданий. Конструктивные схемы. Индустриализация строительства. Унификация и типизация сооружений и их элементов. Укрупнение и технологичность. Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа.

Конструктивные схемы зданий могут быть: каркасными, панельными (бескаркасными) многоэтажными, одноэтажными.

Каркас многоэтажного здания состоит из вертикальных и горизонтальных элементов – колонн и ригелей. Каркас одноэтажного здания состоит из колонн, заделанных в фундамент и ригелей, шарнирно или жестко соединенных с колоннами. В каркасном здании горизонтальные воздействия могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связями или только каркасом, как рамной конструкцией.

В панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, соединенными перекрытиями в пространственную систему. Причем при любой конструктивной схеме здание должно обладать достаточной пространственной жесткостью. Отдельные элементы должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью и трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. Причем пространственная работа элементов приводит к более экономическим конструктивным решениям.

Под индустриализацией понимают производство сборных ж/б элементов в заводских условиях. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления, стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограничено, а применение их – массовым.

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане и высоту этажей унифицируют, т.е. приводят к ограниченному числу размеров. Основой унификации служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Для одноэтажных промышленных зданий (с кранами) принят шаг колонн 6 или 12 м, пролеты здания кратно укрупненному модулю 6 м, т.е. 18, 24, 30 м и т.д.. Высота от пола до низа основной несущей конструкции принята кратно 1,2 м (до 18 м).

Для многоэтажных промышленных зданий унифицированной является сетка колонн 9х6, 12х6 м при временной нормативной нагрузке на перекрытия до 15 кН/м² и сетка колонн 6х6 м при нагрузке 15, 20 кН/м².

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей является размер 0,2 м. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 2,8 до 6,8 м, высоту этажей - от 3 до 4,8 м через 0,3 м. Все это позволило создать типовые проекты зданий массового применения в стр.

Предусмотрено три категории размеров: Номинальный – расстояние между разбивочными осями здания в плане; Конструктивный – отличаются от номинальных на размер швов и зазоров; Натурный – фактические размеры, зависящие от точности изготовления (отличающиеся на величину допуска).

Сборные ж/б конструкции в процессе проектирования необходимо укрупнять, т.к. это сокращает число монтажных операций, уменьшает число стыковых сопряжений, повышается степень заводской готовности, уменьшается объем отделочных работ на площадке. Элементы по возможности должны быть равной массы, длина элементов по условиям перевозки ограничена 24 м. Целесообразно создавать конструкции с облегченной формой сечения, тонкостенные, пустотные, применять бетон высокого класса высокопрочную арматуру и т.д.

Технологичными называют элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без ручных операций. Технологичность заключается не только в изготовлении конструкций, но и при монтаже (нетрудоемкость стыков, наличие петель, закладных и т.д.).

Элементы сборных ж/б конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от собственного веса, при этом их расчетные схемы отличаются от расчетных схем в проектном положении. При этом расчетные схемы элементов назначают так, чтобы усилия были возможно меньше, для этого устанавливают соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания.

Элементы следует рассчитывать на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности: при транспортировании – 1,6, при монтаже – 1,4.

59. Классификация плоских перекрытий. Балочные сборные перекрытия

Ж/б плоские перекрытия наиболее распространенные конструкции в зданиях и сооружениях, они индустриальны, экономичны, долговечны. По конструктивной схеме ж/б перекрытия могут быть разделены на две группы: балочные и безбалочные. Балочные называют перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными, сборно-монолитными.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть: при отношении сторон больше 2 – балочными, работающими на изгиб в направлении меньшей стороны (моментом в направлении большей стороны пренебрегают); при отношении сторон меньше 2 – опертыми по контуру, работающими на изгиб в двух направлениях.

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки (ригели или главные балки). Ригели опираются на колонны и стены, их направление может быть продольным или поперечным. Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь 2-3 пролета для гражданских зданий и 5-6 – для промышленных. Размеры пролета ригелей пром зданий определяют общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения вариантов выбирают наиболее экономичную. Наибольший расход железобетона – около 65% общего количества – приходится на плиты. Поэтому экономическое решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

60. Расчет и конструирование сборных многопустотных плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определяют геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер пустот, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и двутавра – по деформациям.

Определяют расчётную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n=0,95$.

Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$
$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.

Проверяем условие:

$$M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношению $\sigma_{sp}/R_s=0,6$. Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если $\alpha_r > \alpha_n$, то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$$

Находим отношение ξ/ξ_r , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

Определяем площадь приведенного сечения: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения S_{red}

Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения $y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$

$$y_{sp} = y_0 - a$$

Определяем момент инерции приведённого сечения I_{red}

Принимаем $\sigma_{sp}=0,6R_{sn}$. Определяем первые потери: $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$

По технологии производства изделия находим $\Delta\sigma_{sp2}$ $\Delta\sigma_{sp3}$ $\Delta\sigma_{sp4}$

Сумма первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$

Усилие обжатия с учетом первых потерь: $P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}}$

Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона $\Delta\sigma_{sp5}$. От ползучести бетона (при преднапряжении) $\Delta\sigma_{sp6}$.

Сумма вторых потерь: $\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$

Полные потери составляют: $\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений: $P = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s$

Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многопустотных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.

Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для двутаврового сечения. Расчет производят из условия: $M \leq M_{crc}$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем l_s

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1}$.

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие: $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия: $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНиП «Нагрузки и воздействия».

Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, от продолжительного

действия постоянных и длительных нагрузок: $\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{h,red}}$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{ce} \cdot \ell^2}{2}$$
$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{ce}}{R_s \cdot b \cdot h_0}$$
$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

61. Расчет и конструирование сборных ребристых плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определяют геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер ребер, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и по деформациям.

Определяют расчётную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n=0,95$.

Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$

$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.

Проверяем условие: $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_o^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношению $\sigma_{sp}/R_s=0,6$. Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если $\alpha_r > \alpha_n$, то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны: $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$

Находим отношение ξ/ξ_r , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем полку на местный изгиб. Определяем расчётный пролёт ℓ_0 .

Нагрузка на 1 м² полки может быть принята (с незначительным превышением) такой же, как и для плиты. Определяют изгибающий момент для полосы плиты:

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{11}$$

Определяем рабочую высоту сечения в полке h_o . $\alpha_n = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_o^2}$

Площадь требуемой арматуры: $A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

Определяем площадь приведенного сечения: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения S_{red}

Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения $y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$ $y_{sp} = y_0 - a$

Определяем момент инерции приведённого сечения I_{red}

Принимаем $\sigma_{sp}=0,6R_{sp}$. Определяем первые потери: $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$

По технологии производства изделия находим $\Delta\sigma_{sp2}$ $\Delta\sigma_{sp3}$ $\Delta\sigma_{sp4}$

Сумма первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$

Усилие обжатия с учетом первых потерь: $P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}}$

Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона $\Delta\sigma_{sp5}$. От ползучести бетона (при преднапряжении) $\Delta\sigma_{sp6}$.

Сумма вторых потерь: $\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$

Полные потери составляют: $\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений: $P = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s$

Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многопустотных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.

Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для двутаврового сечения. Расчет производят из условия: $M \leq M_{crc}$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем l_s

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1}$.

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие: $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия: $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНИП «Нагрузки и воздействия».

Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, от продолжительного

действия постоянных и длительных нагрузок: $\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_0^3 E_{h,red}}$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{ce} \cdot \ell^2}{2}$$
$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{ce}}{R_s \cdot b \cdot h_0}$$
$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

62. Сущность перераспределения моментов в статически неопределимых системах

При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром.

В статически определимых конструкциях с появлением шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне $\sigma_b = R_b$.

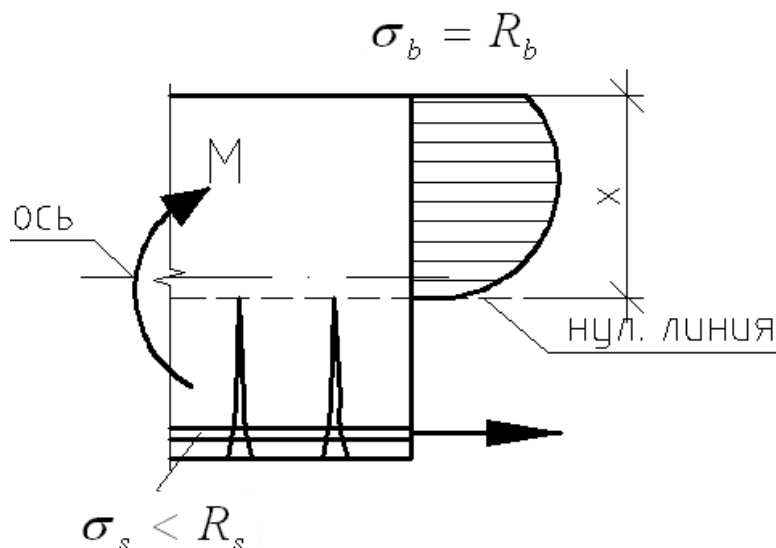
В статически неопределимых конструкциях с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах), возникает стадия НДС IIa, при которой $\sigma_s = \sigma_y$, но $\sigma_b < R_b$. Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. Появление пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с n лишними связями наступает с образованием $n+1$ пластических шарниров.

В статически неопределимых конструкциях после появления шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним: $M = R_s A_s Z_b$.

Плечо внутренней пары сил Z_b после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

Значение перераспределенного момента не оговаривают, но необходимо выполнить расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выровненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70% его значения.

Расчет и конструирование статически неопределимых конструкций по выровненным моментам дает возможность облегчить армирование сечений, а так же может дать 20...30% экономии арматурной стали.



63. Расчет и конструирование сборного многопролетного неразрезного Ригеля.

Сечение ригелей принимают прямоугольным или тавровым с полкой сверху или внизу (рис. I).

Предварительно размеры сечения ригеля принимают равными: высоту $h = (1/10 \dots 1/15) l$, ширину $b = (0,3 \dots 0,4) h$, где l - пролет ригеля.

Сборные элементы ригеля выполняют из обычного или предварительно напряженного (при $l > 9$ м) железобетона. При этом для ригелей без предварительного напряжения рекомендуется применять бетоны классов В15 ... В30.

Определяют расчетный пролет ригеля. Задаются материалами ригеля и их характеристиками. Определяют расчетные нагрузки.

Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил находим в предположении упругой работы неразрезной балки. Строим эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для различных комбинаций нагрузок. При этом значения M и Q от постоянной нагрузки входят в каждую комбинацию. Далее производим перерасчет усилий.

Для двух промежуточных опор устанавливаем одинаковое значение опорного момента, равное сниженному на 30% максимальному значению момента на опоре «В»:

Исходя из принятого опорного момента, отдельно для каждой комбинации осуществляем перераспределение моментов между опорными и промежуточными сечениями добавлением треугольных эпюр моментов.

Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимаем значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов.

Определяем рабочую высоту сечения ригеля. Для опорных и пролетных сечений принято расстояние от границы растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры.

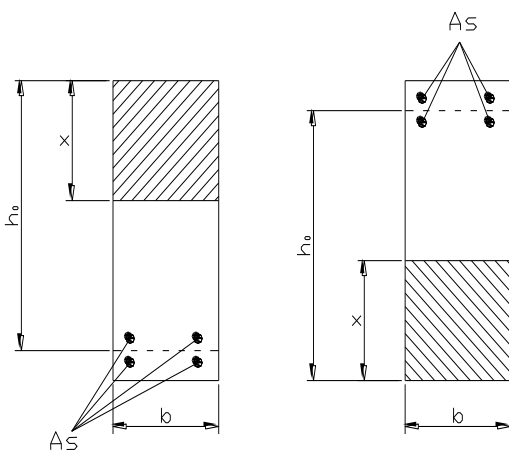


Рисунок 6 - К расчету прочности ригеля – сечение в пролете (а) на опоре (б).

Находим требуемую площадь арматуры:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Проверяем $\alpha_m < \alpha_r$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

По сортаменту принимаем арматуру на опорах, в пролетах.

Расчет на действие поперечных сил производим для определения поперечной

арматуры (хомутов).

Задаемся шагом поперечных стержней в пролете и на опорах. Находим

интенсивность хомутов на этих участках: $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}$

Произведя все вычисления, зависящие от тех или иных неравенств.

Определяем, на каком расстоянии может быть увеличен шаг хомутов. Причем l_1 должно быть не меньше четверти пролета по конструктивным соображениям.

Эпюру арматуры строим в такой последовательности:

- определяем изгибающие моменты M , воспринимаемые в расчетных сечениях, по фактически принятой арматуре;
- устанавливаем графически или аналитически на огибающей эпюре моментов по ординатам M места теоретического обрыва стержней;
- определяем длину анкеровки обрывааемых стержней $W = Q/2 \cdot q_{sw} + 5 \cdot d \geq 20 \cdot d$, причем поперечная сила Q в месте теоретического обрыва стержня принимаем соответствующей изгибающему моменту в этом сечении; здесь d – диаметр обрываемого стержня.
- в пролете допускается обрывать не более 50% расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту.

64. Компоновка конструктивной схемы монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами.

Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса не ниже В15. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер – плита – с пролетом, равным расстоянию между второстепенными балками, работает на местный изгиб.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, а те, в свою очередь, – на колонны и наружные стены.

Главные балки располагают в продольном или поперечном направлении здания с пролетом 6...8 м. Второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпадала с осью колонны. Пролет второстепенных балок составляет 5...7 м, плиты – 1,7...2,7 м.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Минимальные ее значения составляют: для междуэтажных перекрытий промышленных зданий – 60 мм, жилых и гражданских зданий – 50 мм. При значительных временных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Высота сечения второстепенных балок составляет $1/12...1/20l$, главных балок – $1/8...1/15l$. Ширина сечения балок $b=0,4...0,5h$.

65. Расчет и конструирование балочной плиты монолитного ребристого перекрытия

Для расчёта многопролётной плиты выделяем полосу шириной 1 м. Определяем расчётную нагрузку на 1 м длины с учётом коэффициента $\gamma_n = 0,95$

Изгибающие моменты плиты определяем как для многопролётной неразрезной балки шириной 100 см с пролётами, равными шагу второстепенных балок с учётом перераспределения моментов.

В средних пролётах и на средних опорах

$$M = \frac{(g + v)l_0^2}{16}$$

В первом пролёте и на первой промежуточной опоре:

$$M = \frac{(g + v)l_0^2}{11}$$

Средние пролёты плиты окаймлены по контуру монолитно связанными с ними балками и под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшаются (в

средних пролётах) на 20%, если $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$

Производим подбор сечений продольной арматуры. Задаемся характеристиками бетона и арматуры. Находим рабочую высоту сечения: $h_0 = h - a$

По соответствующим моментам находим:

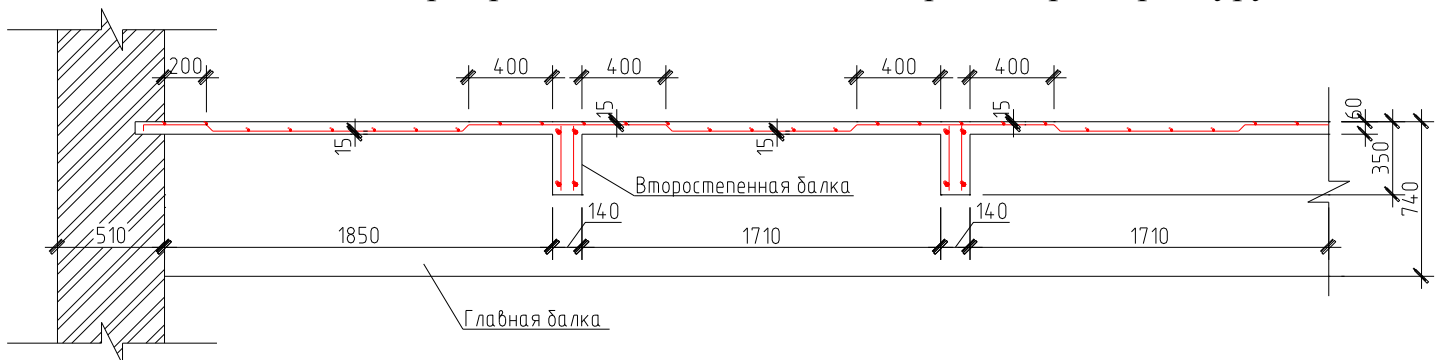
$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

И требуемую площадь армирования:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

Данные операции проделываем в среднем пролёте, на средних опорах, в первом пролёте и на первой промежуточной опоре

По большей площади армирования на 1 погонный метр подбираю арматуру.



66. Расчет и конструирование второстепенной балки и главной балки монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами

Находим расчётный пролет второстепенной балки, равный расстоянию в свету между главными балками. Находим расчётные нагрузки на 1 м длины второстепенной балки.

Изгибающие моменты балки определяем как для многопролётной неразрезной балки с учётом перераспределения моментов.

$$\text{В первом пролёте } M = \frac{(g + v)l_0^2}{11}$$

$$\text{На первой промежуточной опоре } M = \frac{(g + v)l_0^2}{14}$$

$$\text{В средних пролётах и на средних опорах } M = \frac{(g + v)l_0^2}{16}$$

Отрицательный момент в среднем пролёте на расстоянии $0,425l$ от опоры определяется по формуле, где β - коэффициент определяемый в зависимости от отношения $\frac{v}{g} \leq 3$ можно принять равным 40 % от момента на промежуточной опоре:

$$M_{0,425} = \frac{\beta(g + v)l_0^2}{16}$$

Поперечные силы:

$$\text{на крайней опоре: } Q_1 = 0,4(g + v)l_0$$

$$\text{на первой промежуточной опоре слева: } Q_2 = 0,6(g + v)l_{cp}$$

$$\text{на первой промежуточной справа: } Q_3 = 0,5(g + v)l_{kp}$$

Высоту сечения определяем по опорному моменту, определяемому с учётом образования пластического шарнира. На опоре момент отрицательный - полка ребра в растянутой зоне. Сечение работает как прямоугольное. В пролётах сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.

Определяем требуемую площадь сечения арматуры:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2}$$
$$A_s = \frac{R_b b_f h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

Площадь арматуры определяем в первом пролёте, на первой промежуточной опоре, в средних пролётах и на средних опорах, а также с отрицательным моментами в среднем пролёте.

Производим расчёт прочности второстепенной балки по сечениям наклонным к продольной оси

Задаемся шагом поперечных стержней в пролёте и на опорах. Находим интенсивность хомутов на этих участках:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s}$$

Произведя все вычисления, зависящие от тех или иных неравенств.

Определяем, на каком расстоянии может быть увеличен шаг хомутов.

Значение l_1 вычисляют по формуле, но по конструктивным соображениям не меньше четверти пролёта.

67. Безбалочные перекрытия. Принципы расчета и конструирования.

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн – обычно квадратная 6х6 м. Преимущество безбалочного перекрытия: лучшее использование объема помещения, уменьшается высота здания, расход материалов. Их применяют для многоэтажных складов. Холодильников, мясокомбинатов, в зданиях с большими временными нагрузками.

Конструкция сборного перекрытия состоит из трех элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях неразрезности надколонные панели закрепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных напели в сопряжениях монолитят.

Панели перекрытий выполняются ребристыми или пустотными, капители – полными или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов.. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между капителями умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опоры давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капители армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как косоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы от нагрузки на вышележащих этажах и на действие момента от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

Безбалочные монолитные перекрытия представляют собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями (создать достаточную жесткость в месте сопряжения плиты с колонной, обеспечит прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты). Эти перекрытия проектируют прямоугольной или квадратной сеткой колонн. Рациональная сетка 6х6 м.

Применяют капители трех типов: 1 тип – при легких нагрузках, 2 и 3 – при тяжелых. Размер капителей вверху равен 0,2...0,3l. Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, для восприятия усадочных и температурных усилий. Плиту армируют сетками.

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовом для монолитного бетона служат сборные элементы – надколонные и пролетные панели. Капители крепят к колоннам съемными хомутами, на капителях в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают надколонные панели толщиной 50-60 мм, в центре – пролетную плиту (такой же толщины). Сборные плиты – предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

Сборный остов перекрытия замоноличивают слоями бетона толщиной 40...50 мм по пролетной плите и 90...100 мм по надколонным плитам. В местах действия опорных моментов укладывают верхнюю арматуру в виде сеток.

68. Монолитные плиты перекрытия с плитами, опертыми по контуру. Принципы расчета и конструирования.

Плиты перекрытия, которые имеют отношение сторон меньше 2, называют плитами опертыми по контуру. Эти плиты работают на изгиб в двух направлениях и имеют перекрестную рабочую арматуру.

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, число стержней в приопорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку доводят до опоры на расстояние l_k . В плитах неразрезных, закрепленных на опоре, принимают $l_k = l/4$ в плитах, свободно опертых $l_k = l/8$, где l – меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру в виде сеток укладывают в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении.

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плиту в предельном равновесии рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок. Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s , пересеченной пластическим шарниром, и определяется на l м ширины плиты по формуле:

$$M = R_s A_s z_b$$

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки. Панель плиты в общем случае испытывает действие двух пролетных и четырех опорных моментов. В зависимости от отношения расчетных пролетов задачу сводят к одному неизвестному.

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то соответствующие опорные моменты в уравнениях принимают равными нулю. Расчетные пролеты принимают равными расстоянию в свету между балками или расстоянию от оси опоры на стене до грани балки (при свободном опирании).

Сечение арматуры плит подбирают kA для прямоугольного сечения. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

69. Отдельные центрально нагруженные фундаменты колонн. Принципы расчета и конструирования.

Фундамент под колонны выполняют из монолитного или сборного железобетона.

Глубину заложения фундамента назначают в зависимости от гидрогеологических условий на площадке строительства, глубины промерзания грунта и других условий в соответствии с пп. 2.25 – 2.33 СНиП 2.02.01-83, а также с учетом необходимой заделки колонн. Верхний обрез фундамента обычно находится на отметке $-0,15$ м, что связано с окончанием работ нулевого цикла до монтажа колонн каркаса.

Центрально-нагруженные фундаменты проектируют квадратным в плане.

Фундаменты состоят из плитной части и подколонника со стаканом для заделки сборной колонны. Плитная часть имеет обычно ступенчатую форму. Количество ступеней – не более трех. Высоту ступеней принимают равной 300, 450 и при большой высоте плитной части фундамента – 600 мм. Размеры по высоте подколонника и плитной части назначают кратными 150 мм. Размеры в плане подошвы фундамента, ступеней подколонника должны быть кратны 300 мм.

Зазоры между стенками стакана и колонной для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном принимают в нижней части стакана 50 мм, в верхней – 75 мм.

Глубину заделки колонны в стакан назначают не менее большего размера сечения колонны h_{col} . Глубина заделки колонны также должна удовлетворять требованию заделки рабочей продольной арматуры колонн. Сжатая рабочая арматура прямоугольных колонн должна иметь глубину заделки не менее величин, указанных в табл. 3.

Толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать не менее 200 мм и не менее 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника) или не менее 0,75 высоты верхней ступени фундамента (при глубине стакана большей, чем высота подколонника).

Если эти условия не соблюдаются, стенки стакана следует армировать поперечной и продольной арматурой. При этом толщина стенок стакана должна быть не менее 150 мм и не менее 0,2 высоты сечения колонны. Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок. Диаметр стержней сеток принимают не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней. Расстояние между сетками назначают не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

Стержни продольной арматуры подколонника (стенок стакана) должны проходить внутри ячеек сварных сеток. Диаметр продольных стержней принимается не менее 12 мм. Расстояние между продольными стержнями принимается не более 400 мм.

Под монолитные фундаменты предусматривают бетонную подготовку толщиной 100 мм из тощего бетона, а под сборными – из среднезернистого песка слоем 100 мм.

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона классов В12,5 и В15, сборные – В15, В20 и В25.

Фундаменты по подошве армируют сварными сетками из стали классов А-300 и А-400. Шаг стержней в обоих направлениях принимают 200 мм, диаметр – не менее 10 мм.

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры подошвы монолитных фундаментов принимают не менее 35 мм при наличии бетонной подготовки, а при ее отсутствии – 70 мм. В сборных фундаментах защитный слой должен быть не менее 30 мм. Минимальный процент армирования подошвы фундамента не регламентируется.

Исходными данными для проектирования фундамента являются расчетные значения продольных сил, передаваемых на фундамент, уровень верха фундамента, характеристики грунта.

Расчетную продольную силу N для расчета тела фундамента подсчитывают при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$. (принимают из расчета колонны первого этажа).

Нормативную продольную силу N_n по формуле:

$$N_n = N / \gamma_f, \quad (13)$$

где $\gamma_f = 1,15$ – усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке.

Высоту фундамента назначают по условиям заглубления или условиям заделки колонн, величина h округляется до размера, кратного 15 см. Глубину заложения фундамента принимают равной

$$H = h + 0,15 \text{ м}, \quad (16)$$

где 0,15 м – расстояние от уровня чистого пола до верха фундамента.

Размер стороны подошвы квадратного в плане фундамента определяют по формуле

$$a = \sqrt{\frac{N_n}{R_0 - \gamma_m H}}, \quad (17)$$

где R_0 – расчетное сопротивление грунта основания; в курсовом проекте допускается принимать без поправок на ширину и заложения подошвы фундамента;

$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – усредненный объемный вес материала фундамента и грунта на его ступенях.

Высоту ступеней назначают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента в соответствии с табл. 4. Размеры ступеней в плане определяют геометрическим построением, соблюдая условие, чтобы вертикальные грани ступеней не пересекали поверхности пирамиды продавливания. Окончательные размеры ступеней назначают с учетом унификации размеров фундаментов.

Проверку фундамента на продавливание производят не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высоту нижней ступени проверяют на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном (рис. 5):

$$Q = p(l - c)b \leq 0,6R_{bt}bh_{01} \quad (20)$$

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (рис. 5) и раскалывание фундамента. Проверку фундамента по прочности на продавливание колонной от дна стакана производят из условия:

$$F \leq R_{bt}U_m h_{og}, \quad (21)$$

где $F = N - p(h_{col} + 2h_{og})$ – расчетная продавливающая сила;

$U_m = 4(h_{col} + h_{og})$ – среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания колонной от дна стакана.

Проверку прочности фундамента на раскалывание производят из условия

$$N \leq 2\mu\gamma A_1 R_{bt}, \quad (22)$$

где $\mu = 0,75$ – коэффициент трения бетона по бетону; $\gamma = 1,3$ – коэффициент условия работы фундамента в грунте; A_1 – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны за вычетом площади стакана.

Прочность фундамента считается обеспеченной, если удовлетворяется хотя бы одно из условий (21) или (22).

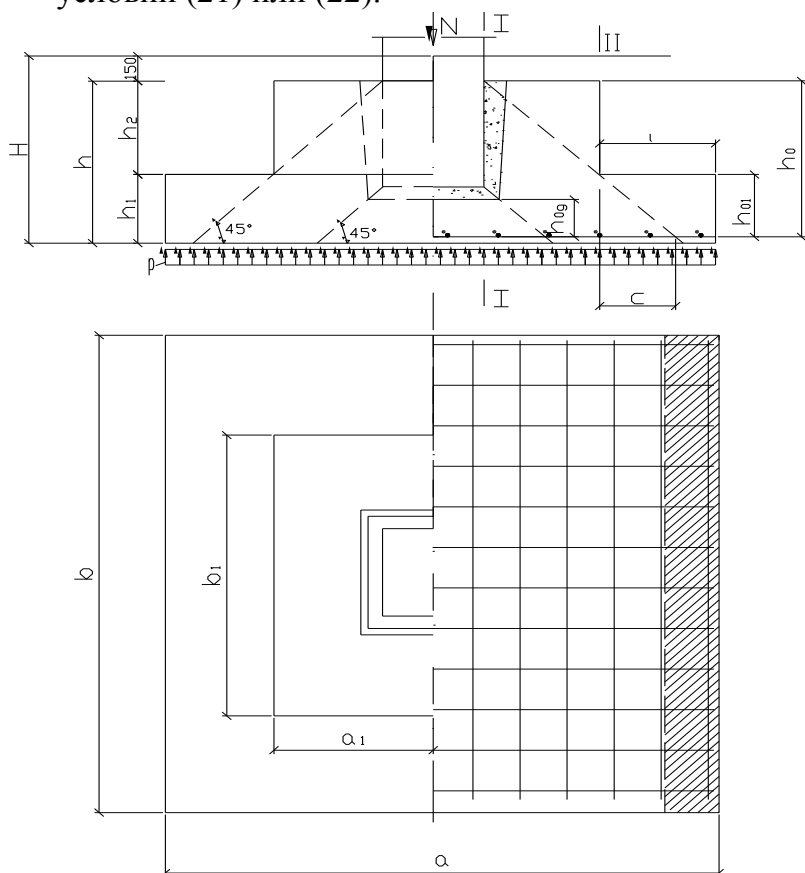


Рис. 5. Схемы образования пирамид продавливания

от действия нормальной силы

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям по граням ступеней и грани колонны как для консольных балок. Например, при двухступенчатом фундаменте значения расчетных изгибающих моментов в сечениях I-I и II-II (рис. 5) равны:

$$M_{1-1} = 0,125p(a - h_{col})^2 b; \quad (23)$$

$$M_{2-2} = 0,125p(a - a_1)^2 b; \quad (24)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента можно вычислить, принимая

$$A_{S1} = M_{1-1} / (0,9h_0 R_s); \quad (25)$$

$$A_{S2} = M_{2-2} / (0,9h_{01} R_s). \quad (26)$$

Из двух значений A_{S1} и A_{S2} выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. В начале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу большее числа шагов. Деля A_s на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине подошвы фундамента более трех метров в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на 1/10 длины в каждую сторону.

При армировании подошвы фундамента стержня класса А-240 и А-300 проверку ширины раскрытия трещин не производят.