

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

ОСНОВЫ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Методические указания
для самостоятельной работы

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2014

УДК 624.12(075.8)

ББК 39я73

О-75

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рекомендовано Редсоветом университета

Рецензент – доктор технических наук, профессор,
советник РААСН, И.Т. Мирсяпов

О-75 **Основы** сопротивления железобетонных конструкций: метод.
указания для самостоятельной работы / Н.Н. Ласьков, Р.Р. Васильев;
под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова. – Пенза:
ПГУАС, 2014. – 48 с.

Рассматриваются цели и задачи дисциплины “Железобетонные и каменные конструкции”. Приводится список учебно-методической и справочно-нормативной литературы.

Направлено на овладение культурой мышления, развитие способностей к обобщению, анализу, восприятию информации, постановке цели и выбору путей ее достижения; способностей выявлять естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлекать их для решения соответствующий физико-математический аппарат; умение логически верно, аргументированно и ясно строить устную и письменную речь.

Методические указания подготовлены на кафедре «Строительные конструкции» и базовой кафедре ПГУАС при ЗАО «Спецстроймеханизация» и предназначены в помощь слушателям по переподготовке кадров по программе 08.03.01 «Строительство» “Промышленное и гражданское строительство” в самостоятельной работе над учебниками, учебными пособиями и нормативно-справочной литературой при выполнении курсового и дипломного проектов.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2014

© Ласьков Н.Н., Васильев Р.Р., 2014

1. ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ ДИСЦИПЛИНЫ

Основным методом изучения курса “Железобетонные и каменные конструкции”, является самостоятельная работа студента. Чтобы составить представление об объёме курса, студенту необходимо ознакомиться с содержанием программы, методическими указаниями и списком рекомендуемой литературы.

Приступая к изучению новой темы, следует прочитать по учебнику соответствующий материал, тщательно в нём разобраться, понять предлагаемые формулировки и расчётные формулы.

Для лучшего усвоения изучаемого материала рекомендуется составлять краткий конспект прочитанного, где студент сможет отмечать и все неясные для него вопросы.

После проработки теоретического материала студент приступает к работе над курсовым проектом.

2. СУЩНОСТЬ ОБЫЧНОГО И ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

2.1. История развития железобетона.

Железобетонные конструкции впервые появились в 1850 году во Франции. Инженером Ламбо была построена лодка, каркас которой состоял из металлической сетки, оштукатуренной с двух сторон цементным раствором. В 1861 году во Франции инженер Куанье издает первую книгу по железобетону, в которой описывает возможные конструкции из железобетона. В 1867 году зафиксирован первый патент на изготовление железобетонных конструкций – им стал французский садовник Монье, применивший железобетонные кадки для цветов.

Конец XIX века считается первым этапом развития железобетона. В это время появляется конструкция ребристого монолитного перекрытия, предложенная французским инженером Геннебиком.

В 30÷40 годы XX столетия широко применялись монолитные рамные конструкции, тонкостенные пространственные конструкции – цилиндрические оболочки купола. Этот период считается вторым этапом в развитии железобетона.

Идея создания предварительного напряжения конструкций возникла в 1910 году в Германии. Инженер Бах произвел серию опытов с преднапря-

женными балками. В 1928 году во Франции Фрейсине обосновал необходимость использования в качестве арматуры высокопрочной стали.

Третий этап развития железобетонных конструкций сопровождался процессом индустриализации и развития теоретических основ железобетона.

2.2. Сущность железобетона. Его достоинства и недостатки

Бетон и сталь имеют различные физико-механические свойства. Бетон является искусственным камнем и он, как и все естественные камни, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению. Прочность бетона при растяжении в 10÷15 раз ниже, чем при сжатии. Сталь имеет большую прочность, и одинаково хорошо сопротивляется сжатию и растяжению.

Сущность железобетона состоит в том, что он представляет рациональное сочетание этих двух материалов – бетона и стали, которые работают совместно вплоть до разрушения.

Железобетон – это комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальной арматуры, деформирующихся совместно вплоть до разрушения конструкции.

Бетон – это искусственный камень, который имеет достаточно высокое сопротивление сжатию, а сопротивление растяжению в 10÷20 раз меньше.

Стальная арматура имеет достаточно высокую прочность при сжатии и растяжении.

Объединение этих двух материалов в одном позволяет рационально использовать достоинства каждого из них.

На примере **бетонной** балки рассмотрим, как используется прочность бетона в изгибаемом элементе. При изгибе балки выше нейтрального слоя возникают сжимающие напряжения, а нижняя зона растянута. Максимальные напряжения в сечениях будут в крайних верхних и нижних волокнах сечения. Как только при загрузении балки напряжения в растянутой зоне достигнут предела прочности бетона при растяжении R_{bt} , произойдет разрыв крайнего волокна, т.е. появится первая трещина. За этим последует хрупкое разрушение, т.е. излом балки. Напряжения в сжатой зоне бетона σ_{bc} в момент разрушения составят всего 1/10 ÷ 1/15 часть от предела прочности бетона при сжатии R_b , т.е. прочность бетона в сжатой зоне будет использована на 10 % и меньше.

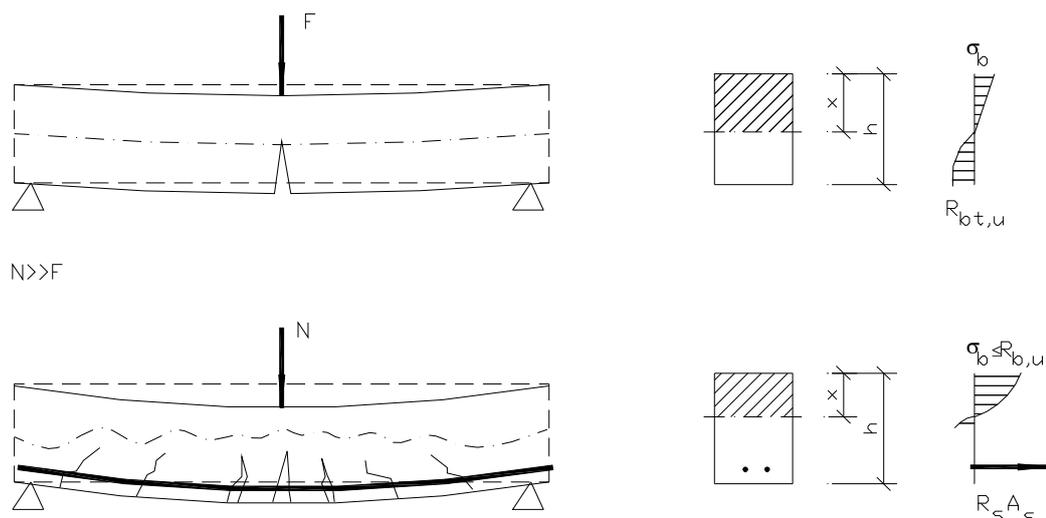


Рис. 1. Сопоставление поведения под нагрузкой бетонной и железобетонной балок:
 F – предельная нагрузка, которую воспримет бетонная балка;
 N – то же, для железобетонной балки.

На примере **железобетонной** балки с арматурой рассмотрим, как здесь используется прочность бетона и арматуры. Первые трещины в растянутой зоне бетона появятся практически при той же нагрузке, что и в бетонной балке. Но, в отличие от бетонной балки, появление трещины не приводит к разрушению железобетонной балки. После появления трещин растягивающее усилие в сечении с трещиной будет восприниматься арматурой, и балка будет способна воспринимать возрастающую нагрузку. Разрушение железобетонной балки произойдет только тогда, когда напряжения в арматуре достигнут предела текучести, а напряжения в сжатой зоне – предела прочности бетона при сжатии. При этом, вначале, когда в арматуре достигается предел текучести, балка начинает интенсивно прогибаться за счет развития в арматуре пластических деформаций. Этот процесс продолжается до тех пор, пока раздавится бетон сжатой зоны при достижении в нем предела прочности при сжатии R_b . Так как уровень напряжений в бетоне и арматуре в этом состоянии гораздо выше, чем величина R_{bt} , то это означает, что оно должно быть вызвано большей нагрузкой. **Вывод** – целесообразность железобетона состоит в том, что растягивающие усилия воспринимает арматура, а сжимающие – бетон. Следовательно, **основное назначение арматуры в железобетоне состоит в том, что именно она должна воспринимать растяжение**. Путем армирования несущая способность изгибаемого элемента, по сравнению с бетонным, можно повысить более чем в 20 раз.

Совместное деформирование бетона и арматуры, установленной в нем, обеспечивается за счет **сил сцепления**, которые возникают при твер-

дении бетонной смеси. При этом сцепление формируется за счет нескольких факторов, а именно: **во-первых**, благодаря приклеиванию цементного теста к арматуре; **во-вторых**, за счет обжатия арматуры бетоном вследствие усадки его при твердении; **в-третьих**, за счет механического зацепления бетона о рифленую поверхность арматуры. Для арматуры периодического профиля эта составляющая сцепления наиболее существенна, поэтому сцепление арматуры периодического профиля с бетоном в несколько раз превышает сцепление для арматуры с гладкой поверхностью.

Само существование железобетона и его хорошая долговечность оказались возможными благодаря выгодному сочетанию физико-механических свойств бетона и стальной арматуры, а именно:

– бетон при твердении прочно сцепляется со стальной арматурой и под нагрузкой оба этих материала деформируются совместно;

– бетон и сталь имеют близкие значения коэффициентов линейного температурного расширения. Именно поэтому при изменениях температуры окружающей среды в пределах $+50^{\circ}\text{C} \div -70^{\circ}\text{C}$ не происходит нарушения сцепления между ними, так как они деформируются на одинаковую величину;

– бетон защищает арматуру от коррозии и непосредственного действия огня. Первое из этих обстоятельств обеспечивает долговечность железобетона, а второе – огнестойкость его при возникновении пожара. Толщина защитного слоя бетона и назначается именно из условий обеспечения необходимой долговечности и огнестойкости железобетона.

При использовании железобетона в качестве материала для строительных конструкций очень важно понимать достоинства и недостатки материала, что позволит применять его рационально, уменьшая неблагоприятное влияние его недостатков на эксплуатационные качества конструкции.

К **достоинствам** железобетона относят:

1. Долговечность – при правильной эксплуатации железобетонные конструкции могут служить неопределенно долгое время без снижения несущей способности.

2. Хорошая сопротивляемость статическим и динамическим нагрузкам.

3. Огнестойкость.

4. Малые эксплуатационные расходы.

5. Дешевизна и хорошие эксплуатационные качества.

К основным недостаткам железобетона относятся:

1. Значительный собственный вес. Этот недостаток в некоторой степени устраняется при использовании легких заполнителей, а также при применении прогрессивных пустотных и тонкостенных конструкций.

2. Низкая трещиностойкость железобетона. Указанный недостаток может быть снижен применением преднапряжения железобетона, которое повышает его трещиностойкость.

3. Повышенная звуко- и теплопроводность бетона в отдельных случаях требуют дополнительных затрат на тепло- или звукоизоляцию зданий.

4. Невозможность простого контроля по проверке армирования изготовленного элемента.

5. Трудности усиления существующих железобетонных конструкций при реконструкции зданий, когда увеличиваются нагрузки на них.

2.3. Преднапряженный железобетон, его сущность и способы создания предварительного напряжения

Иногда образование трещин в конструкциях по условиям эксплуатации (например, в резервуарах; трубах; конструкциях, эксплуатирующихся при воздействии агрессивных сред). Чтобы исключить этот недостаток железобетона, применяют предварительно напряженные конструкции.

Предварительно напряженной называют такую железобетонную конструкцию, в которой в процессе изготовления создают значительные сжимающие напряжения в бетоне растянутой зоны, рис. 2.

Как правило, начальные сжимающие напряжения в бетоне создают с использованием предварительно растягиваемой высокопрочной арматуры

За счет этого повышается трещиностойкость и жесткость конструкции, а также создаются условия для применения высокопрочной арматуры, что приводит к экономии металла и снижению стоимости конструкции.

Удельная стоимость арматуры снижается с увеличением прочности арматуры. Поэтому высокопрочная арматура значительно выгоднее обычной. Однако применять высокопрочную арматуру в конструкциях без предварительного напряжения не рекомендуется, т. к. при высоких растягивающих напряжениях в арматуре трещины в растянутых зонах бетона будут значительно раскрыты, снижая при этом необходимые эксплуатационные качества конструкции.

Преимущества преднапряженного железобетона перед обычным:

- высокая трещиностойкость;
- повышенная жесткость конструкции за счет обратного выгиба, получаемого при обжати конструкции;
- лучшее сопротивление динамическим нагрузкам;
- коррозионная стойкость;
- долговечность;
- экономический эффект, за счет применения высокопрочной арматуры.

В предварительно напряженной балке под нагрузкой на рис. 2 бетон испытывает растягивающие напряжения только после погашения начальных сжимающих напряжений. На примере двух балок видно, что трещины в преднапряженной балке образуются при более высокой нагрузке, но раз-

рушающая нагрузка для обеих балок близка по значению, поскольку предельные напряжения в арматуре и бетоне этих балок одинаковы. Гораздо меньше также и прогиб преднапряженной балки.

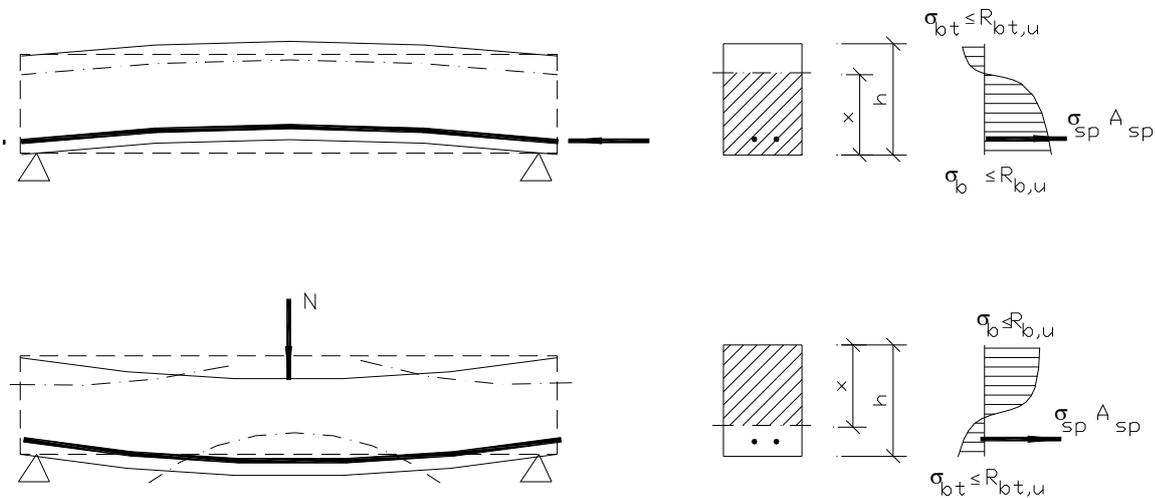


Рис. 2. К сущности преднапряженного железобетона.

При производстве преднапряженных железобетонных конструкций в заводских условиях возможны две принципиальные схемы создания преднапряжения в железобетоне – преднапряжение с натяжением арматуры на упоры и на бетон.

При натяжении на упоры арматуру заводят в форму до бетонирования элемента, один конец ее закрепляют на упоре, другой натягивают домкратом или иным приспособлением до контролируемого напряжения. Затем изделие бетонируется, пропаривается и после приобретения бетоном необходимой кубиковой прочности для восприятия обжатия R_{bp} арматуру отпускают с упоров. Арматура, стремясь укоротиться в пределах упругих деформаций, при наличии сцепления с бетоном увлекает его за собой и обжимает его.

При натяжении арматуры на бетон сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент, затем по достижении бетоном прочности R_{bp} создают в нем предварительное сжимающее напряжение. Это осуществляется следующим образом: напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, остающиеся при бетонировании элемента, и натягивают с помощью домкрата, упираясь прямо в торец изделия. При этом обжатие бетона происходит уже в процессе натяжения арматуры. При этом способе напряжения в арматуре контролируют после окончания обжатия бетона. Каналы в бетоне, превышающие диаметр арматуры на $5 \div 15$ мм создают с помощью пустотообразователей. Сцепление арматуры с бетоном достигается за счет инъектирования в каналы цементного теста или раствора под давлением через заложенные при изготовлении элемента отверстия. Если напрягаемую

арматуру располагают с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров и т.п.), то навивку ее с одновременным обжатием бетона выполняют специальными навивочными машинами. В этом случае на поверхность элемента после натяжения арматуры наносят торкретированием защитный слой бетона.

Натяжение на упоры является более индустриальным способом в заводском производстве. Натяжение на бетон применяется главным образом для крупноразмерных конструкций, создаваемых непосредственно на месте их возведения.

Натяжение арматуры на упоры можно осуществлять не только с помощью домкрата, но и электротермическим способом. Для этого стержни с высаженными головками разогревают электротоком до 300 – 350°C, заводят в форму и закрепляют в упорах форм. При восстановлении начальной длины в процессе остывания арматура оказывается растянутой. Арматуру можно также натягивать электротермомеханическим способом, который представляет собой комбинацию первых двух способов.

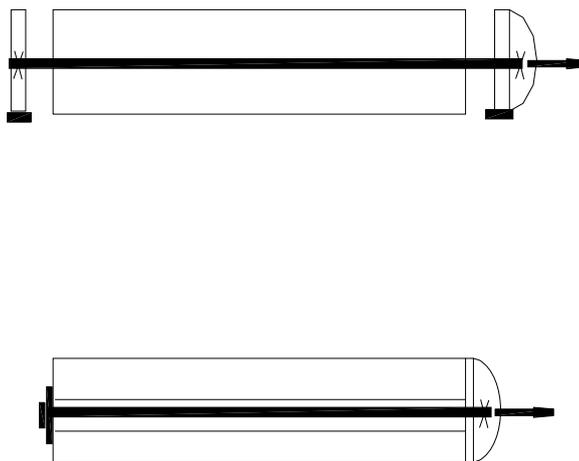


Рис. 3. Способы создания предварительного напряжения в железобетоне

2.4. Области применения железобетона

Железобетон находит применение практически во всех областях промышленного и гражданского строительства:

– В промышленных и гражданских зданиях из железобетона выполняют: фундаменты, колонны, плиты покрытий и перекрытий, стеновые панели, балки и фермы, подкрановые балки, т.е. практически все элементы каркасов одно- и многоэтажных зданий.

– Специальные сооружения при строительстве промышленных и гражданских комплексов – подпорные стены, бункеры, силосы, резервуары, трубопроводы, опоры линий электропередач и т.д.

– В гидротехническом и дорожном строительстве из железобетона выполняют плотины, набережные, мосты, дороги, взлетные полосы и т.д.

3. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА И АРМАТУРЫ

3.1. Прочность бетона при сжатии и растяжении.

– Структура бетона, обусловленная неоднородностью состава и различием способов приготовления, оказывает существенное влияние на все физико-механические свойства.

– Прочность бетона зависит от ряда факторов:

– технологические факторы: состав, водоцементное отношение, свойства исходных материалов;

– возраст и условия твердения;

– форма и размеры образца;

вид напряженного состояния и длительность воздействия.

– Бетон имеет разное временное сопротивление при сжатии, растяжении и срезе.

Прочность бетона на осевое сжатие

Различают кубиковую R и призмную R_b прочность бетона на осевое сжатие. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. При этом наблюдается явно выраженный эффект обоймы – в кубе у поверхностей, соприкасающихся с плитами прессы (зоны передачи усилий), возникают силы трения, направленные внутрь куба, которые препятствуют свободным поперечным деформациям. Если этот эффект устранить, то временное сопротивление сжатию куба уменьшится примерно вдвое. Опытами установлено, что прочность бетона также зависит от размера образца. Это объясняется изменением влияния эффекта обоймы на деформации бетона с изменением размеров и формы образца.

Поскольку реальные железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, в расчете их прочности основной характеристикой бетона при сжатии является призмная прочность R_b – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Опыты на бетонных призмах со сторо-

ной основания a и высотой h показали, что призмная прочность бетона меньше кубиковой и она уменьшается с увеличением отношения h/a . Влияние сил трения на торцах призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при отношении $h/a = 4$ значение R_b становится почти стабильным и равным примерно $0.75R$.

Прочность бетона на осевое растяжение

Зависит от прочности цементного камня на растяжение и сцепления его с зернами заполнителя. Согласно опытным данным, прочность бетона на растяжение в $10 \div 20$ раз меньше, чем при сжатии. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением W/C , применением щебня с шероховатой поверхностью.

Временное сопротивление бетона осевому растяжению можно определить по эмпирической формуле:

$$R_{bt} = 0.233 \sqrt[3]{R^2}$$

Вследствие неоднородности бетона эта формула дает лишь приближенные значения R_{bt} , точные значения получают путем испытания на разрыв образцов в виде восьмерки.

Прочность бетона на срез и скалывание

Срез представляет собой разделение элемента на две части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. При этом основное сопротивление срезу оказывают зерна крупных заполнителей, работающих, как шпонки. Временное сопротивление срезу можно определить по эмпирической формуле $R_{sh} \cong 2R_{bt}$;

Сопротивление бетона скалыванию возникает при изгибе железобетонных балок до появления в них наклонных трещин. Скалывающие напряжения по высоте сечения изменяются по квадратной параболе. Временное сопротивление скалыванию при изгибе, согласно опытным данным, в $1.5 \div 2$ раза больше R_{bt} .

Классы и марки бетона

В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации устанавливают показатели качества бетона, основными из которых являются:

■ класс по прочности на осевое сжатие **B**; указывают в проектах во всех случаях, как основную характеристику;

для тяжелых бетонов Нормы устанавливают такой ряд классов – **B7.5**, **B10**, **B12.5**, **B15**, **B20**, **B25**, **B30**, **B35**, **B40**, **B45**, **B50**, **B55**, **B60**.

для мелкозернистых в зависимости от группы от **B7.5** до **B60**.

для легких бетонов в зависимости от средней плотности **B3.5** – **B40**.

■ класс по прочности на осевое растяжение B_t , назначается в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве; $B_t0.8$; $B_t1.2$; $B_t1.6$; B_t2 ; $B_t2.4$; $B_t2.8$; $B_t3.2$;

■ марка по морозостойкости F ; назначают для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременных замораживаний и оттаиваний; Характеризует число выдерживаемых бетоном циклов попеременного замораживания – оттаивания в насыщенном водой состоянии при условии, что снижение прочности составляет не более, чем 15 %. Для тяжелого и мелкозернистого бетона – F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500. Для легкого бетона – F25 – F500. Для ячеистых – F15 – F100.

■ марка по водонепроницаемости W ; назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограниченной проницаемости (резервуары и т.п.); W2, W4, W6, W8, W10, W12. Она характеризует предельное давление воды (кг/см^2), при котором не происходит ее просачивание через испытываемый образец в пределах требований Норм.

■ марка по средней плотности D ; назначают для конструкций, к которым кроме требований прочности предъявляются требования теплоизоляции, и контролируют на производстве. Тяжелый бетон от D2200 до D2500; легкий бетон от D800 до D2000; поризованный бетон от D800 до D1400.

Заданные класс и марку бетона получают соответствующим подбором состава бетонной смеси с последующим испытанием контрольных образцов.

Классом бетона по прочности на осевое сжатие B называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом в возрасте 28 суток при хранении в стандартных условиях (при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ и влажности не менее 60 %) и принятое с обеспеченностью 0.95.

3.2. Арматура для железобетонных конструкций

Назначение и виды арматуры

Как было показано в лекции № 1, арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают преимущественно для восприятия растягивающих усилий. Необходимое количество арматуры определяют расчетом элементов конструкций на нагрузки и воздействия.

Арматура, устанавливаемая по расчету, называется рабочей. Арматура, устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям, называется монтажной. Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры в конструкции и более равномерного распределения усилий между отдельными стержнями рабочей арматуры. Кроме то-

го, монтажная арматура может воспринимать не учтенные расчетом усилия от усадки бетона, температурных перепадов и т.д.

Рабочую и монтажную арматуру объединяют в арматурные изделия – сварные и вязаные сетки и каркасы, которые размещают в железобетонных конструкциях в соответствии с характером их работы под нагрузкой.

Арматура классифицируется по 4 признакам:

1. В зависимости от технологии изготовления – стержневая и проволочная. Под стержневой подразумевают арматуру любого диаметра в пределах 6÷40 мм.

2. В зависимости от способа последующего упрочнения – горячекатанная арматура может быть термически упрочненной, или упрочненной в холодном состоянии – вытяжкой, волочением.

3. По форме поверхности – бывает периодического профиля или гладкой. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры значительно улучшают сцепление с бетоном.

4. По способу применения – напрягаемая и ненапрягаемая арматура.

Механические свойства арматурных сталей

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей устанавливают по диаграмме напряжения – деформации. Горячекатанная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением после разрыва – до 25 % (мягкая сталь). Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется физическим пределом текучести арматурной стали, напряжение, предшествующее разрыву, носит название временного сопротивления арматурной стали. Повышение прочности горячекатанной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигается введением в ее состав углерода и различных легирующих добавок. Существенного повышения прочности горячекатанной арматурной стали достигают термическим упрочнением или холодным деформированием.

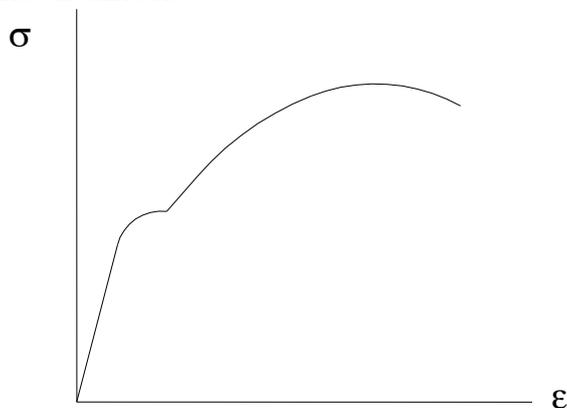


Рис. 4. Диаграмма деформирования «мягких» арматурных сталей

Классификация арматуры

Стержневая горячекатанная арматура в зависимости от ее основных механических характеристик подразделяется на 6 классов с условным обозначением А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI. Термическому упрочнению подвергают арматуру 4-х классов – Ат-III и выше. Дополнительной буквой С указывается на возможность стыкования сваркой; буква К указывает на повышенную коррозионную стойкость. Подвергнутая вытяжке в холодном состоянии стержневая арматура класса А-III, отмечается дополнительным индексом В.

Стержневая арматура всех классов имеет периодический профиль за исключением гладкой арматуры класса А-I.

Физический предел текучести 230 – 400 МПа имеет арматура классов А-I, А-II, А-III, условный предел текучести 600 – 1000 МПа – высоколегированная арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная арматура.

Относительное удлинение после разрыва зависит от класса арматуры. Значительным удлинением обладает арматура классов А-II, А-III (14 – 19 %), сравнительно небольшим удлинением – арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная арматура всех классов (6 – 8 %).

Арматурную проволоку диаметром 3 – 8мм подразделяют на два класса: Вр-I – обыкновенная арматурная проволока (холоднотянутая, низкоуглеродистая), предназначенная главным образом для изготовления сеток; В-II, Вр-II – высокопрочная арматурная проволока (многократно волооченная, углеродистая), применяемая в качестве напрягаемой арматуры преднапряженных элементов. Периодический профиль обозначается дополнительным индексом p – V_p-I , V_p-II .

Основная механическая характеристика проволоки – временное сопротивление σ_u , которое возрастает с уменьшением диаметра проволоки. Для обыкновенной арматурной проволоки $\sigma_u = 550$ МПа, для высокопрочной проволоки – $\sigma_u = (1300 – 1900)$ МПа.

Применение арматуры в конструкциях

В качестве ненапрягаемой арматуры применяют имеющие сравнительно высокие показатели прочности стержневую арматуру класса А-III, Ат-III, арматурную проволоку класса Вр-I. Если прочность арматуры класса А-III не полностью используется в конструкции из-за чрезмерных деформаций или раскрытия трещин, то возможно применение арматуры класса А-II. Арматуру класса А-I можно применять в качестве монтажной, а также для хомутов вязанных каркасов, поперечных стержней сварных каркасов.

В качестве напрягаемой арматуры применяют стержневую термически упрочненную арматуру классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, горячекатаную арматуру классов, А-IV, А-V, А-VI. Для элементов длиной свыше 12 м целесообразно использовать арматурные канаты классов К-7, К-19 и высокопрочную проволоку, допускается применять стержни классов А-IV, А-V.

При выборе арматурной стали для применения в конструкциях учитывают ее свариваемость. Хорошо свариваются контактной сваркой горячекатанная арматура классов от А-I до А-VI, Ат-IIIС, Ат-IVС и обыкновенная арматурная проволока в сетках.

Арматурные сварные изделия

Сварные сетки изготавливают по стандарту из обыкновенной арматурной проволоки диаметром $3 \div 5$ мм и арматуры класса А-III диаметром $6 \div 10$ мм. Сетки бывают рулонные и плоские. В рулонных сетках наибольший диаметр продольных рабочих стержней – 7 мм. Ширина сетки ограничена размером 3800 мм, масса рулона не более 1300 кг, При этом длина сетки не более 9 м.

Плоские сварные каркасы изготавливают из одного или двух продольных рабочих стержней и привариваемых к ним поперечных стержней. Концевые выпуски продольных и поперечных стержней должны быть не менее $0.5D+d$ или $0.5d+D$ и не менее 20 мм.

Пространственные каркасы образуют из плоских, в ряде случаев применяя соединительные стержни.

4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ. ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

4.1. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Опыты с различными железобетонными элементами – изгибаемыми, внецентренно растянутыми, а также внецентренно сжатыми с двузначной эпюрой напряжений показали, что при постепенном увеличении нагрузки можно наблюдать **три** характерные стадии напряженно – деформированного состояния – НДС;

стадия I – до появления в бетоне растянутой зоны трещин, когда напряжения в нем меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно;

стадия Ia – непосредственно перед появлением первой трещины в растянутом бетоне; в этом состоянии напряжения в крайнем растянутом волокне бетона достигают предела прочности бетона на растяжение, т.е. R_{bt} ;

стадия II – после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами – арматурой и бетоном совместно;

стадия III – стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, а в высокопрочной проволоке – временного сопротивления, а напряжения в бетоне сжатой зоны – временного сопротивления сжатию. В зависимости от степени армирования элемента последовательность разрушения зон – растянутой и сжатой – может изменяться.

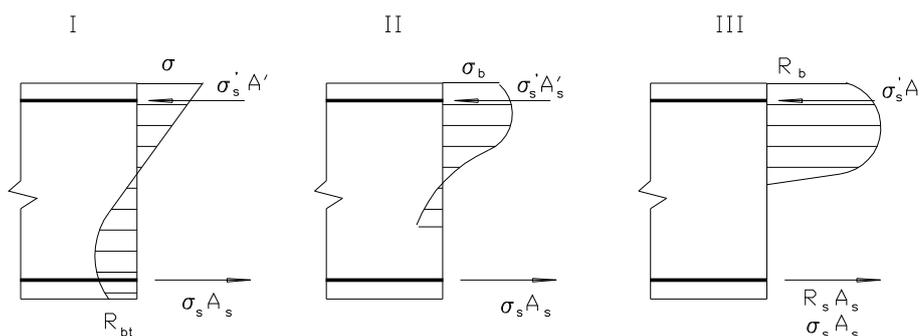


Рис. 5. Три стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента

Выявленные характерные стадии НДС железобетонных конструкций позволили разработать методику расчета ЖБК, которая называется – «Метод предельных состояний» – МПС, положенный в основу действующих Норм проектирования конструкций.

При этом каждая из рассмотренных стадий НДС положена в основу того или иного расчета в зависимости от задачи соответствующего расчета. Например, стадия разрушения используется в расчете прочности сечений железобетонных элементов, так задача расчета прочности заключается в предотвращении разрушения; стадия Ia – положена в основу расчета по образованию трещин в железобетонных элементах, так как его задача – определить, образуются ли трещины в растянутом бетоне сечения, и т. д.

4.2. Метод расчета ЖБК по предельным состояниям

Сущность метода расчета конструкций по предельным состояниям

Сущность метода в том, что устанавливаются предельные состояния и вводится система расчетных коэффициентов, гарантирующих конструкцию от наступления этих предельных состояний при самых невыгодных сочетаниях нагрузок и минимальной прочности материалов.

Предельным состоянием называют такое состояние конструкции, при котором она перестает отвечать предъявляемым к ней требованиям.

Две группы предельных состояний

В МПС установлены две группы предельных состояний, у каждой из которых свои определенные задачи, и в каждую из которых входит несколько расчетов, обеспечивающих достижение этих задач.

Первая группа предельных состояний называется – предельные состояния по несущей способности (иначе его называют – по пригодности к эксплуатации).

Расчет по 1 группе предельных состояний выполняют, чтобы гарантировать несущую способность конструкции, то есть предотвратить следующие явления:

- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности);

- потерю устойчивости конструкции или ее положения (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций, расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов; расчет на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т.п.);

- усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющихся подвижных или пульсирующих нагрузок: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов или перекрытий под неуравновешенными машинами);

- разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных воздействий внешней среды (агрессивность среды, попеременное замораживание и оттаивание и т.п.).

Вторая группа предельных состояний объединяет предельные состояния по пригодности к нормальной эксплуатации конструкций.

Во вторую группу входят расчеты:

- по образованию трещин;

- по раскрытию трещин;

- по закрытию трещин;

- по деформациям.

4.3. Классификация нагрузок и сопротивлений бетона и арматуры в МПС

Расчетные факторы

Расчетные факторы – нагрузки и механические характеристики бетона и арматуры (временное сопротивление, предел текучести) – обладают статистической изменчивостью (разбросом значений). Нагрузки и воздействия могут отличаться от заданной вероятности превышения средних значений, а механические характеристики материалов – от заданной вероятности снижения средних значений. В расчетах по предельным состояниям учитывают статистическую изменчивость нагрузок и механических характеристик материалов, факторы нестатического характера, а также различные неблагоприятные или благоприятные физические, химические и механические условия работы бетона и арматуры, изготовления и эксплуатации элементов зданий и сооружений. Нагрузки, а также механические характеристики материалов и расчетные коэффициенты нормируют.

Классификация нагрузок в МПС

Нагрузки в зависимости от продолжительности действия делят на постоянные и временные (длительные, кратковременные и особые).

К *постоянным нагрузкам* относят те, которые начинают действовать с момента изготовления конструкции (например, собственный вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения железобетонных конструкций).

Временные нагрузки начинают действовать с начала эксплуатации конструкции.

Они подразделяются на: временные длительные, временные кратковременные и особые.

Временные длительные нагрузки. Это вес стационарного оборудования, давление газов, жидкостей, сыпучих тел в емкостях, вес содержимого в складских помещениях, холодильников, архивов и библиотек, установленная нормами часть временной нагрузки в жилых домах, в служебных и бытовых помещениях, длительные температурные технологические воздействия от стационарного оборудования, часть нагрузок от подвесных или мостовых кранов, часть снеговой нагрузки.

Временные кратковременные нагрузки. К ним относят вес людей, деталей и материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования, часть нагрузки на перекрытия общественных и жилых зданий, нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже элементов конструкций,

нагрузки от подвесных и мостовых кранов, снеговые и ветровые нагрузки, температурные и климатические воздействия.

Особые нагрузки. К ним относятся сейсмические и взрывные воздействия, нагрузки, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования и резким нарушением технологического процесса, воздействие неравномерных деформаций основания.

Нормативные и расчетные нагрузки в МПС

В МПС используют два вида значений нагрузок – нормативные и расчетные нагрузки.

В МПС расчет прочности необходимо выполнять на действие расчетных значений нагрузок. Расчет по предельным состояниям второй группы ведут на действие нормативных нагрузок ввиду меньшей опасности предельных состояний этой группы.

Нормативные нагрузки устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям. Нормативные постоянные нагрузки принимают по проектным значениям геометрических параметров и средним значениям плотности. Нормативные временные технологические или монтажные нагрузки устанавливаются по наибольшим значениям, предусмотренным для нормальной эксплуатации.

Расчетные нагрузки при расчете конструкций на прочность и устойчивость определяют умножением нормативной нагрузки на *коэффициент надежности по нагрузке* γ_f , который обычно больше единицы. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний расчетные нагрузки принимают равными нормативным, то есть коэффициент надежности по нагрузке принят $\gamma_f = 1$.

Нормативные и расчетные сопротивления материалов в МПС

Как следует из подзаголовка, в МПС используют нормативные и расчетные сопротивления для бетона и арматуры.

В СНиП приняты нормативные сопротивления бетона осевому сжатию R_{bn} и сопротивление осевому растяжению $R_{bt,n}$, которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности при обеспеченности 0,95.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний R_b и R_{bt} определяют делением соответствующих нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону: при сжатии $\gamma_{bc}=1.3$, при растяжении $\gamma_{bt}=1.5$.

При расчете конструкций расчетные сопротивления бетона уменьшают, а в отдельных случаях увеличивают умножают на соответствующие

коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие следующие факторы – особенности свойств бетонов; длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления, размеры сечения и т.д.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний принимают равными нормативным значениям, то есть принимают $\gamma_{bc} \gamma_{bt} = \gamma_{bi} = 1$.

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливаются учетом статической изменчивости прочности и принимают равными наименьшему контролируемому значению физического **предела текучести** σ_y или условного предела текучести $\sigma_{0.2}$ (для проволочной арматуры $\sigma_{0.2} = 0.8\sigma_u$.)

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по арматуре: $R_s = R_{sn} / \gamma_s$;

При расчете конструкций расчетные сопротивления арматуры снижают, или в отдельных случаях повышают умножением на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие возможность неполного использования ее прочностных характеристик в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки, характером диаграммы растяжения стали, и т.д.

Расчетные сопротивления арматуры для расчета по второй группы предельных состояний устанавливают равными их нормативным значениям.

Общий вид расчетных условий МПС:

1) предельные состояния первой группы.

В расчетах на прочность исходят из третьей стадии напряженно – деформированного состояния. Сечение конструкции обладает необходимой прочностью, если усилия от расчетных нагрузок не превышают усилий, воспринимаемых сечением при расчетных сопротивлениях материалов с учетом коэффициентов условий работы. Усилие от расчетных нагрузок T (например, изгибающий момент M , продольная N или поперечная Q сила) является функцией нормативных нагрузок, коэффициентов надежности и других факторов C (расчетной схемы, коэффициента динамичности и т.д.). Усилие, воспринимаемое сечением T_{per} является, в свою очередь, функцией формы и размеров сечения S , прочности материалов R_{bn} , R_{sn} , коэффициентов надежности по материалам γ_b , γ_s , коэффициентов условий работы γ_{bi} , γ_{si} (то есть расчетных сопротивлений бетона и арматуры). С учетом этих посылок условие прочности может быть представлено неравенством:

$$T(g_n, v_n, \gamma_f, \gamma_n, C) \leq T_{per}(S, R_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s, \gamma_{si}) \text{ или} \\ T(g, v, \gamma_n, C) \leq T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}).$$

2) предельные состояния второй группы.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняют для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также, чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования второй и третьей категории. Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие T от действия нагрузок не будут превосходить усилия T_{crc} , которое может быть воспринято сечением элемента. То есть условие трещиностойкости в общем виде может быть представлено в виде неравенства

$$T \leq T_{crc}.$$

При этом предельное внутреннее усилие трещинообразования должно определяться для стадии I а НДС.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси, заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры и сравнения ее с предельной шириной раскрытия в соответствии с неравенством:

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

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента от нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом при $\gamma_f=1$

$$f \leq f_u.$$

Предельные прогибы f_u устанавливаются различными требованиями: технологическими, конструктивными, обусловленными влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации; физиологическими; эстетико-психологическими; необходимостью выдерживать заданные уклоны и т.д.

5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

5.1. Конструктивные особенности изгибаемых элементов

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций – плиты и балки. Балками называют линейные элементы, длина которых l значительно больше поперечных размеров h и b . Плитами называют плоские элементы, толщина которых h значительно меньше длины и ширины.

Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными.

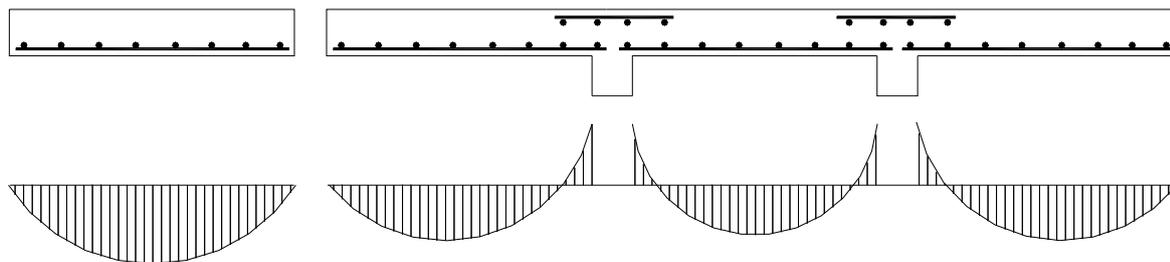


Рис. 6. Схемы армирования однопролетной и многопролетной плит

Армируют плиты сварными сетками. Сетки укладывают в плитах так, чтобы стержни их рабочей арматуры укладывались вдоль пролета и воспринимали растягивающие усилия, возникающие в конструкции при изгибе под нагрузкой, в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Поэтому сетки в плитах размещаются понизу, а в многопролетных плитах – также и поверху, над промежуточными опорами, то есть в соответствии с эпюрой моментов.

Стержни рабочей арматуры принимают диаметром $\varnothing(3\div 10)$ мм, располагают их на расстоянии (с шагом) $100\div 200$ мм один от другого. Защитный слой бетона для рабочей арматуры принимают не менее 10 мм, в особо толстых плитах (толщина 100 мм) – не менее 15 мм.

Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь.

Армирование плит отдельными стержнями с вязкой их в сетки вручную с помощью вязальной проволоки применяют в отдельных случаях (плиты сложной конфигурации или с большим количеством проемов), ко-

гда стандартные сварные сетки не могут быть использованы.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового и трапециевидного сечения.

Высота балок h колеблется в широких пределах; она составляет $1/10\div 1/20$ часть пролета в зависимости от нагрузки и типа конструкции. В целях унификации высоту балок назначают кратной 50 мм, если она не более 500 мм, и кратной 100 мм – при больших размерах.

Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $(0.3\div 0.5)h$.

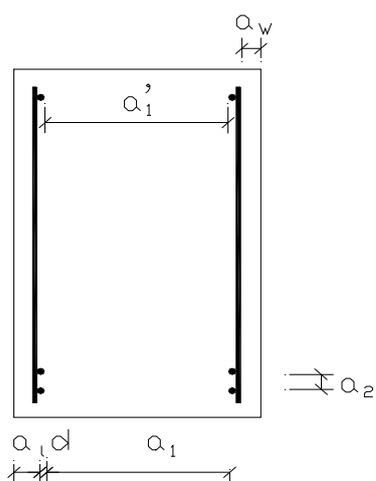


Рис. 7. Схема армирования сечения железобетонных балок

a_l – защитный слой бетона для рабочей продольной арматуры; принимается:

- не менее 20 мм при $h \geq 250$ мм;
- не менее 15 мм при $h < 250$ мм;
- не менее диаметра арматуры;

a_w – защитный слой бетона для поперечной арматуры; принимается:

- не менее 15 мм при $h \geq 250$ мм;
- не менее 10 мм при $h < 250$ мм;

a_1 – расстояние в свету между стержнями продольной арматуры; принимается:

- не менее диаметра;
- не менее 30 мм;

a_2 – расстояние в свету между рядами стержней продольной арматуры; принимается:

- не менее диаметра;
- не менее 25 мм.

Продольную рабочую арматуру укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах. Для экономии стали часть продольных арматурных стержней можно не доводить до опор и обрывать в пролете там, где они по расчету не требуются.

Насыщенность сечения рабочей продольной арматурой оценивается коэффициентом армирования $\mu = (A_s / A_b) \cdot 100\%$. (Здесь A_b – площадь поперечного сечения бетона конструкции с учетом рабочей высоты h_0). Площадь сечения продольной рабочей арматуры для прямоугольных сечений шириной b , высотой h должна составлять не менее $\mu = A_s / bh_0 = 0.05\%$. Оптимальным для балок является насыщенность рабочей продольной арматурой в пределах $\mu_{\text{опт}} = (1 \div 2)\%$, для плит $\mu_{\text{опт}} = (0.3 \div 0.8)\%$.

В балках шириной более 150 мм должно быть не менее двух доводимых до опоры продольных стержней. Если ширина до 150 мм – допускается установка 1 стержня.

В железобетонных балках одновременно с изгибающими моментами действуют поперечные силы, необходимо устанавливать поперечную арматуру. Ее количество определяют из расчета наклонных сечений и по конструктивным соображениям.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы, а при отсутствии сварочных машин – в вязанные. Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью горизонтальных поперечных стержней через 1 – 1.5 м.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями: в балках высотой до 400 мм – не более $h/2$, но не более 150 мм, в балках высотой $h > 400$ мм – не более $h/3$, но не более 500 мм. Это требование относится к приопорным участкам

балок протяженностью $\geq 1/4L$ при равномерно распределенной нагрузке. При сосредоточенной нагрузке – на протяжении от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4L$. В остальной части элемента расстояние между хомутами может быть больше, но не более $3/4h$ и не более 500 мм. При высоте менее 150 мм поперечную арматуру можно не применять, если она не требуется по расчету.

В балках высотой более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстоянии по высоте не более чем через 400 мм. Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок.

В балках пролетом 9 м и более целесообразно применение предварительно напрягаемой арматуры для обеспечения необходимой трещиностойкости и жесткости.

6. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПРОФИЛЯ

6.1. Элементы прямоугольного сечения с одиночным армированием

Прочность изгибаемых железобетонных элементов любого симметричного профиля по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, рассчитывают по III стадии напряженно-деформированного состояния. В *расчетной схеме* усилий принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , вычисляемый от расчетных значений нагрузок, а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям.

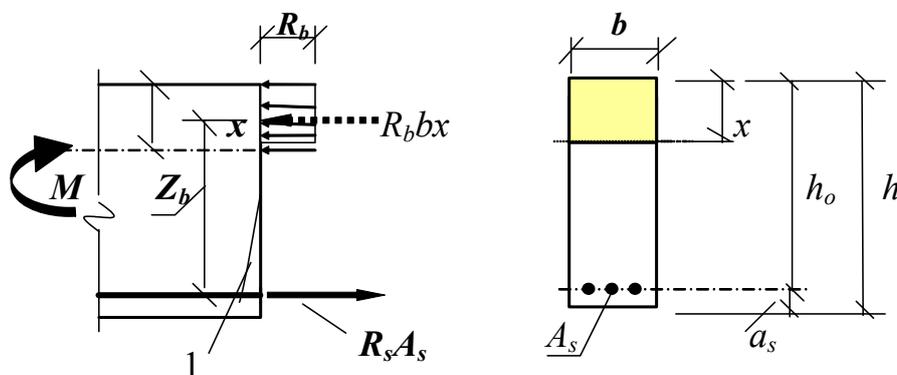


Рис. 8. Расчетная схема усилий в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного профиля при расчете прочности

В целом при выводе расчетных зависимостей принимаются следующие расчетные предпосылки:

1) в бетоне сжатой зоны криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной, что несущественно влияет на результаты расчета; величина напряжений в сжатом бетоне принимается равной R_b – расчетному сопротивлению бетона при сжатии;

2) работой растянутого бетона пренебрегают полностью, что соответствует стадии разрушения конструкции;

3) все растяжение в стадии III воспринимает арматура; при этом напряжения в растянутой арматуре принимают равными расчетному сопротивлению стали R_s ;

4) в основу расчета принят первый случай разрушения, как для нормально армированного сечения, то есть принято выполняющимся условие: $\xi \leq \xi_R$.

Здесь $\xi = x/h_0$ – относительная высота сжатого бетона ξ_R

Значение относительной граничной высоты сжатой зоны ξ_R для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений определяют по формуле СНиП 2.03.01-84 как:

$$\xi_R = \omega / (1 + (1 - \omega / 1.1) \sigma_{sR} / \sigma_{scu}).$$

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне равны, соответственно:

$$N_s = R_s A_s;$$

$$N_b = R_b A_b;$$

где $A_b = b \cdot x$ представляет собой площадь сжатой зоны бетона.

Вывод условия прочности.

В соответствии с общими условиями МПС прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент M не превосходит расчетной несущей способности сечения выраженной в виде обратного направленного момента внутренних сил M_{per} , то есть

$$T(g, v, \gamma_n, C) \leq T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}),$$

где $T(g, v, \gamma_n, C = M$;

$$T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}) = M_{per}.$$

Для определения расчетного выражения для M_{per} используем закон равновесия моментов в сечении, $\Sigma M_i = 0$.

Если указанный закон записать относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре, то условие прочности выразится неравенством

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x). \quad (1)$$

Полученное выражение и будет искомым условием прочности нормального сечения изгибаемого железобетонного элемента с одиночным армированием.

Если применить закон равновесия моментов относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (то есть точки приложения равнодействующего усилия в сжатом бетоне), то условие прочности выразится неравенством другого вида:

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x). \quad (2)$$

Здесь $z_b = h_0 - 0.5x$ плечо внутренней пары сил, рис. 9.

Для практического применения формулы прочности (1) либо (2) необходимо вначале определить высоту сжатого бетона X . Для решения этой проблемы удобно воспользоваться условием равновесия продольных сил в сечении изгибаемого элемента $\Sigma N_i = 0$. Из расчетной схемы рис. 9 по этому закону получим:

$$b \cdot x \cdot R_b = R_s \cdot A_s. \quad (3)$$

Отсюда легко может быть найдена высота сжатого бетона

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}. \quad (4)$$

Для обеспечения требования СНиП необходимо выплнить проверку :

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R. \quad (5)$$

В случае, когда указанное условие выполнено, найденное значение x может быть подставлено в условие прочности (1) либо (2), приведенные выше, для проверки прочности сечения.

Если условие прочности выполнено, прочность обеспечена, то есть элемент не разрушится при действии на сечение внешнего момента M .

В противном случае элемент разрушится при действии на сечение момента M .

Следует обратить внимание, что проверяют лишь одно из условий прочности, так как они тождественны.

Примечание.

На этом вывод условия прочности заканчивается.

Далее будет рассмотрено, как пользоваться полученными формулами при решении практических задач.

Для удобства расчетов при проектировании конструкций составлены **таблицы**, в которые вошли значения таких расчетных параметров:

- относительная высота сжатого бетона ξ ;
- относительное плечо внутренней пары сил $\eta = 1 - 0.5\xi$;
- коэффициент $\alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi)$, характеризующий напряженность сечения.

Следует отметить, что все указанные параметры взаимосвязаны с помощью приведенных зависимостей, поэтому при выполнении расчетов очень удобно по одной из величин, найденной в процессе расчета, из таблиц находить соответствующие два других параметра.

Фрагмент таблицы поможет понять, как это делать:

ξ		
0.25	0.875	0.219
0.26	0.87	0.226

Для промежуточных значений применять интерполяцию.

Используя полученные относительные величины ξ , η , α_m , расчетные формулы прочности (1 ÷ 2) преобразовывают к виду:

$$M \leq \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2, \quad (1a)$$

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot \eta. \quad (2a)$$

6.2. Решение практических задач при помощи таблиц

С помощью полученных формул могут быть решены задачи двух типов:

– тип 1 – проверка прочности заданного сечения.

Постановка задачи:

Задано: внешний расчетный момент M и все параметры сечения (размеры, материалы, армирование).

Требуется: проверить условие прочности при действии на сечение заданного момента M .

Последовательность решения задачи:

1) из выражения (3) находим высоту сжатого бетона x ;

вычисляем $\xi = \frac{x}{h_0}$ и проверяем требование СНиП $\xi = \leq \xi_R$.

Если требование выполнено, продолжаем расчет;

2) из указанных таблиц по величине ξ находим соответствующие значения α_m и η .

3) подставляем все известные величины в условие (1a) или (2a).

Если условие выполнено, прочность обеспечена, то есть элемент не разрушится при действии на него момента M .

Если не выполнено – произойдет разрушение, то есть прочность сечения не обеспечена.

– **тип 2 – подбор сечения изгибаемого элемента по заданному моменту.**

Примечание. Обращаем внимание на то, что здесь рассмотрим частный (более простой) случай этой задачи. Общий случай задачи типа 2 см. в учебнике.

Постановка задачи:

Задано: внешний расчетный момент M и размеры сечения b и h .

Требуется: определить площадь рабочей продольной арматуры A_s .

Последовательность решения задачи:

1) определить из ф.(1a) $\alpha_m = M/R_b b h_o^2$; из таблиц найти соответствующие значения ξ и η ;

Примечание. Рабочую высоту сечения h_o принимать как $h_o = h - a_s$, где a_s принимать предварительно равной $30 \div 70$ мм;

2) проверить требование СНиП $\xi = \leq \xi_R$. Только в том случае, если указанное требование выполняется, можно продолжить расчет далее.

2) определить требуемую площадь арматуры из формулы (2a):

$$A_s = M / (\eta \cdot h_o \cdot R_s).$$

3) подобрать по сортаменту арматуру так, чтобы фактическая ее площадь была не меньше требуемой A_s ;

4) проверить процент армирования сечения $\mu = A_s^{\text{факт}} / A_b$.

Здесь A_b – площадь бетона сечения с учетом рабочей высоты сечения h_o . Например для прямоугольного сечения $A_b = b \cdot h_o$.

Он должен находиться в оптимальных пределах. В противном случае необходимо изменить размеры сечения или материалы и повторить расчеты заново;

5) законструировать сечение, то есть расположить принятые стержни в сечении с соблюдением требований СНиП к толщине защитного слоя бетона и «просвету» между стержнями (разд. 5).

6.3. Элементы прямоугольного сечения с двойным армированием

Целесообразность применения двойного армирования в изгибаемых железобетонных элементах.

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой (при действии нагрузки) зоне (с $R_{sc} \leq 400$ МПа), учитываемая в расчете, то такие элементы называют с двойным армированием.

В сжатом бетоне арматура деформируется совместно с бетоном вплоть до разрушения в отличие от арматуры, расположенной в растянутом бето-

не. Однако в связи с тем, что предельная деформация бетона при сжатии составляет $\varepsilon_{б,пред} = 2 \cdot 10^{-3}$, максимальное напряжение в арматуре в стадии разрушения сжатого бетона может составлять $\sigma = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 400 \text{ МПа}$. (Здесь $2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – средний модуль упругости арматурных сталей). Следовательно, в сжатой зоне невыгодно использовать высокопрочную сталь, так ее прочность не может быть использована.

Однако есть *две причины*, по которым оказывается целесообразным применять двойное армирование в изгибаемых железобетонных конструкциях.

Во-первых, это такие конструкции, на которые попеременно может действовать изгибающий момент противоположных знаков, вызывающий попеременное растяжение то верхней, то нижней граней сечения. Тогда необходимо располагать арматуру у обеих граней сечения.

Во-вторых, двойное армирование целесообразно в тех случаях, когда требование СНиП $\xi = \leq \xi_R$ не обеспечивается, а высоту сечения h_o невозможно увеличить из каких-либо соображений (например, по требованиям архитектора или др.). Тогда применение двойного армирования позволит добиться выполнения требования Норм при ограниченной высоте конструкции. Именно в этих двух случаях двойное армирование целесообразно.

Наличие расчетной арматуры в сжатом бетоне приводит к необходимости применения дополнительных требований к конструированию таких конструкций, а именно:

для предотвращения выпучивания продольных стержней поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах не более $20d$, в вязанных каркасах – $15d$ (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней) и не более 500 мм. Такой случай необходимости постановки рабочей арматуры в сжатой зоне наиболее часто встречается при несоблюдении условия $\xi \leq \xi_R$ в элементе с одиночной арматурой.

Условие прочности для изгибаемых элементов с двойным армированием. Расчетные предпосылки для элементов с двойным армированием те же, что и с одиночным. К ним добавляется, что напряжения в сжатой арматуре в предельной стадии принимаются равными R_{sc} .

Условие прочности запишется в виде:

$$M \leq R_b b x (h_o - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a'). \quad (6)$$

Вспомогательное условие равновесия продольных сил, которое позволяет находить высоту сжатого бетона, имеет вид:

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A_s'. \quad (7)$$

При этом должно соблюдаться условие:

$$\xi \leq \xi_R$$

где $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b}$.

В условиях применения бетонов класса В30 и ниже в сочетании с арматурой класса не выше А-III можно условие прочности представить в виде:

$$M = \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a'); \quad (6-a)$$

в которой $\alpha_R = \alpha_m$ определяют для значения $\xi = \xi_R$.

При подборе сечений с двойной арматурой по заданным моменту, классу бетона и арматуры возможны два варианта задачи второго типа:

1-й вариант. Задано: момент M , размеры b и h , требуется определить площади сечения арматуры A_s и A_s' .

Принимая $x = \xi_R \cdot h_0$, то есть, полагая полное использование возможностей сжатого бетона, определяем требуемую площадь сжатой арматуры A_s' :

$$A_s' = (M - \alpha_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a_s')];$$

Из условия (7) равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента получим:

$$A_s = (R_{sc} A_s' + \xi_R R_b b h_0) / R_s.$$

2-й вариант. Задано: момент M , размеры сечения b и h , и площадь сечения сжатой арматуры A_s' , требуется определить площадь сечения растянутой арматуры A_s . Из формулы (6-a) находим

$$\alpha_m = [M - R_{sc} A_s' (h_0 - a_s')] / R_b b h_0^2.$$

Если $\alpha_m \leq \alpha_R$, по таблицам находят ξ и вычисляют требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_s = (R_{sc} A_s' + \xi R_b b h_0) / R_s.$$

Примечание.

Если окажется $\alpha_m > \alpha_R$, это означает, что заданного количества A_s' недостаточно.

Требуется прекратить решение этой задачи, считать, что арматура A_s' не известна, и перейти к решению первого варианта задачи. То есть найти требуемую площадь ее по общим правилам.

7. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ТАВРОВЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

7.1. Особенности элементов таврового сечения

Тавровое сечение встречается в практике часто, как в отдельных железобетонных элементах – балках, так и в составе конструкций – в монолитных ребристых и сборных панельных перекрытиях. Тавровое сечение образуется из полки и ребра. В сравнении с прямоугольным экономичнее по расходу бетона элементы таврового сечения (несущая способность железобетонного элемента не зависит от площади сечения бетона растянутой зоны). Поэтому при одинаковой несущей способности расходуется меньше бетона за счет сокращения бетона растянутой зоны.

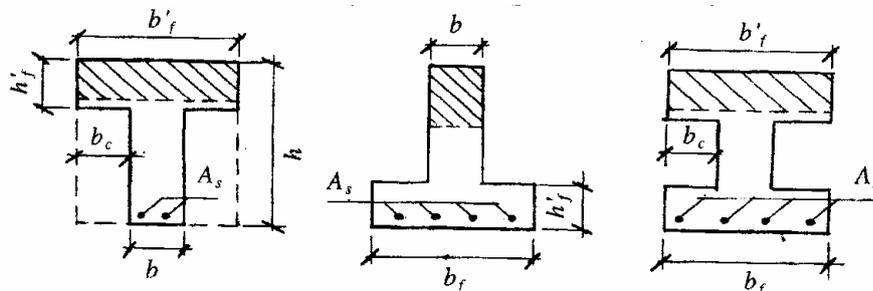


Рис. 9. Виды тавровых сечений.

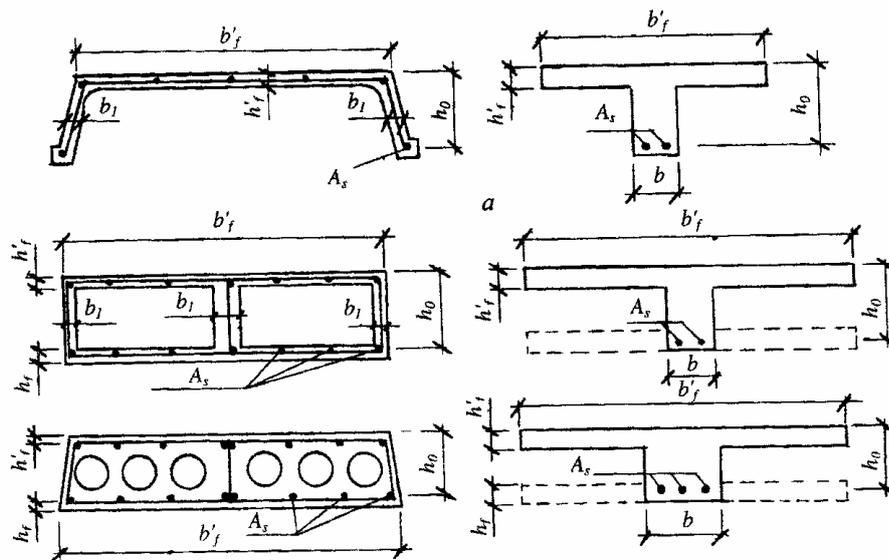


Рис. 10. Способы приведения фактических сечений элементов к расчетному тавровому или двутавровому

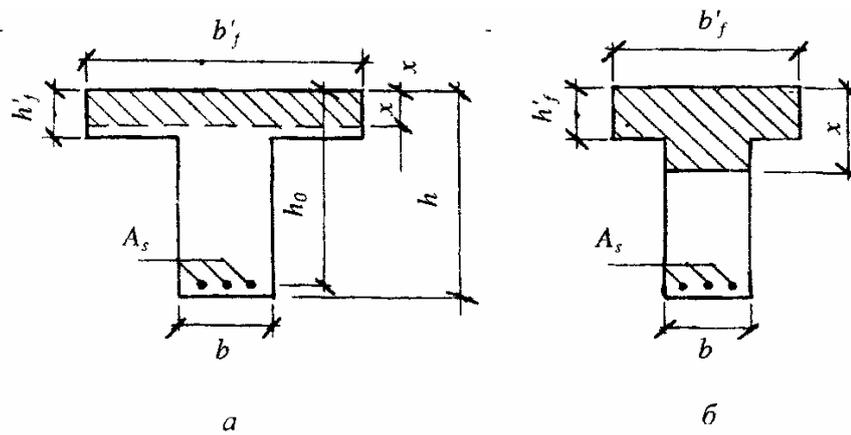


Рис. 11. Случаи расположения нейтральной оси в тавровом сечении

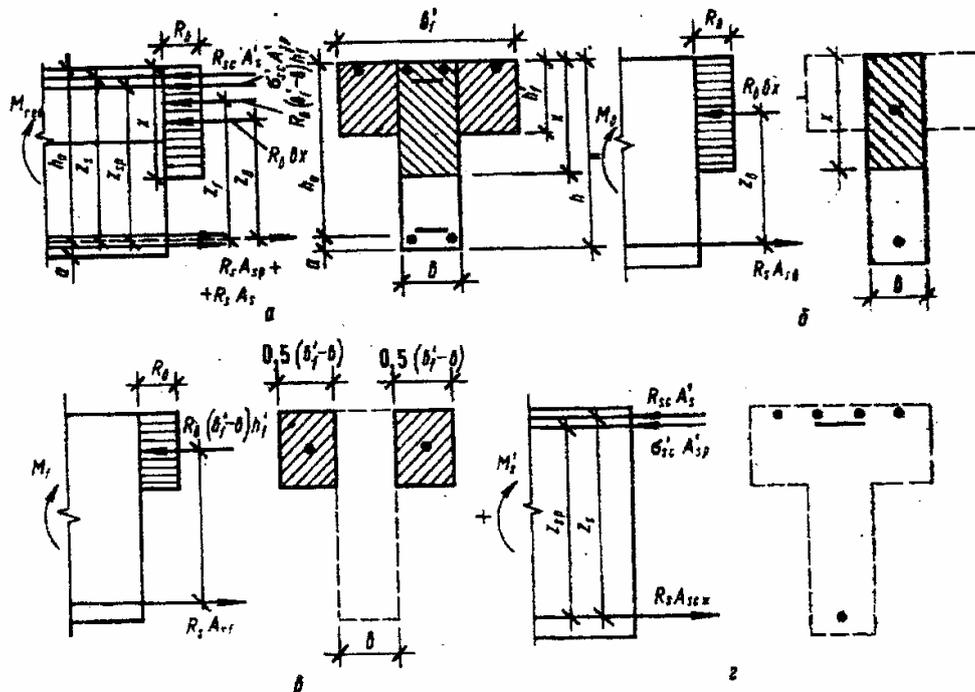


Рис. 12. Расчетная схема таврового профиля с двойным армированием

Элементы таврового сечения имеют, как правило, одиночное армирование.

При больших значениях ширины свесов удаленные от ребра участки свесов напряжены меньше, чем приближенные к ребру. Поэтому в расчетах ограничивают ширину свесов b_f' таврового сечения, учитываемую в расчете, заменяя ее на эквивалентную ширину свесов полки b_f' и полагая, что по всей площади сжатой зоны бетона действуют равные напряжения R_b . Она принимается с учетом таких значений свесов в каждую сторону от ребра:

- не более половины расстояния в свету между ребрами;
- не более $1/6$ пролета рассчитываемого элемента;

–в элементах с полкой толщиной $h'_f < 0.1h$ без поперечных ребер или с ребрами при расстоянии между ними более размера между продольными ребрами, вводимая в расчет ширина каждого свеса не должна превышать $6h_f$.

Для отдельных балок таврового профиля (при консольных свесах полки) вводимая в расчет ширина свеса должна составлять:

при $h'_f \geq 0,1h$ не более $6h'_f$

$0,05h \leq h'_f < 0,1h$ – не более $3h'_f$;

$h'_f < 0,05h$ свесы полки в расчете не учитывают.

Расчет прочности по нормальным сечениям элементов таврового профиля производится точно таким же образом, как и в случае расчета прямоугольного профиля. Особенность заключается в определении площади сжатой зоны бетона и положения ее центра тяжести. Поэтому различают 2 случая расчета изгибающихся элементов тавровой формы поперечного сечения в зависимости от расположения нейтральной оси в сечении (рис. 11)

1 случай – нейтральная ось располагается в полке ($x \leq h'_f$). Расчет производится как для элементов прямоугольной формы сечения шириной, равной ширине полки b'_f , поскольку форма сечения в растянутой зоне роли не играет (не учитывается в расчете).

Условие прочности имеет вид:

$$M \leq \alpha_m R_b b'_f h_o^2. \quad (8)$$

Дополнительное условие равновесия:

$$R_s A_s = R_b b'_f x. \quad (9)$$

2 случай – нейтральная ось расположена в ребре; форма части сечения в сжатой зоне бетона – сложная (состоит из сжатых зон ребра и свесов полки). Поэтому при расчете разбивают эту зону на элементарные прямоугольники и соответствующие доли растянутой арматуры (так как усилие в сжатой зоне уравнивается усилием в растянутой арматуре).

Условие прочности имеет вид:

$$M \leq R_b b x (h_o - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0.5h'_f). \quad (10)$$

Дополнительное условие равновесия:

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (11)$$

Для тавровых сечений должно быть соблюдено требование Норм: $\xi \leq \xi_R$.

Определение расчетного случая положения в тавровом сечении при проверке прочности заданного сечения.

Так как известны все данные о сечении, включая площадь арматуры A_s , то приняв $x = h'_f$ сравнить два усилия:

$$R_s A_s [(\leq) (\geq)] R_b b'_f h'_f.$$

Если окажется $R_s A_s \leq R_b b_f' h_f'$, значит нейтральная ось проходит в полке тавра, т.е.

$x \leq h_f'$, и имеет место первый расчетный случай положения нейтральной оси в тавре. То есть для проверки прочности заданного сечения необходимо воспользоваться формулами (8) и (9).

Если окажется $R_s A_s > R_b b_f' h_f'$, это означает, что $x > h_f'$, имеет место второй случай положения нейтральной оси, и для проверки прочности заданного сечения следует воспользоваться формулами (10) и (11).

Определение расчетного случая положения нейтральной оси в тавровом сечении при подборе площади продольной арматуры.

При отсутствии данных о площади сечения арматуры A_s приняв $x = h_f'$, определяют предельный внутренний момент M_f' который восприняло бы сечение при такой высоте сжатого бетона, записав его относительно центра тяжести неизвестной растянутой арматуры:

$$M_f' = R_b b_f' h_f' (h_o - 0.5h_f').$$

Если окажется, что $M \leq M_f'$, граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. имеет место первый расчетный случай положения нейтральной оси в тавре, и для подбора арматуры следует воспользоваться формулами (1) ÷ (5) для прямоугольных сечений, заменяя в них $b = b_f'$.

В противном случае имеет место второй случай положения нейтральной оси в тавре и для расчета арматуры следует применять формулы (10)-(11).

8. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

8.1. Расчет прочности по наклонным сечениям

При совместном действии M и Q в железобетонном возникает система наклонных трещин, разделяющих элемент на отдельные блоки, которые связаны между собой продольной арматурой в растянутой зоне, поперечной арматурой и нетреснувшей частью бетона над вершиной наклонной трещины в сжатой зоне.

Разрушение по наклонному сечению возможно по одной из трех схем:

А. При достижении предела текучести в растянутой арматуре либо выдергивании ее из бетона при опорной зоне произойдет поворот двух частей конструкции относительно центра сжатого бетона;

Б. При достаточном количестве продольной арматуры и надежном ее заанкеривании в бетоне (то есть при невозможности реализации первой

схемы разрушения) может произойти срез сжатого бетона над наклонной трещиной от действия поперечной силы.

В. От раздавливания сжатого бетона между смежными наклонными трещинами.

Для предотвращения разрушения по первой и второй схемам необходимо выполнить расчет прочности наклонного сечения на действие моментов, продольных и поперечных сил, то есть обеспечить выполнение условий прочности, полученных на основании законов равновесия моментов и поперечных сил, то есть:

$$\Sigma M = 0; \Sigma N = 0; \Sigma Q = 0.$$

Расчет по первому из приведенных выражений как правило не выполняется (см. СНиП), а для вывода расчетных формул прочности наклонного сечения на действие поперечных сил рассмотрим равновесие части элемента, расположенного слева от наклонной трещины.

Расчетная схема усилий в наклонном сечении имеет вид:

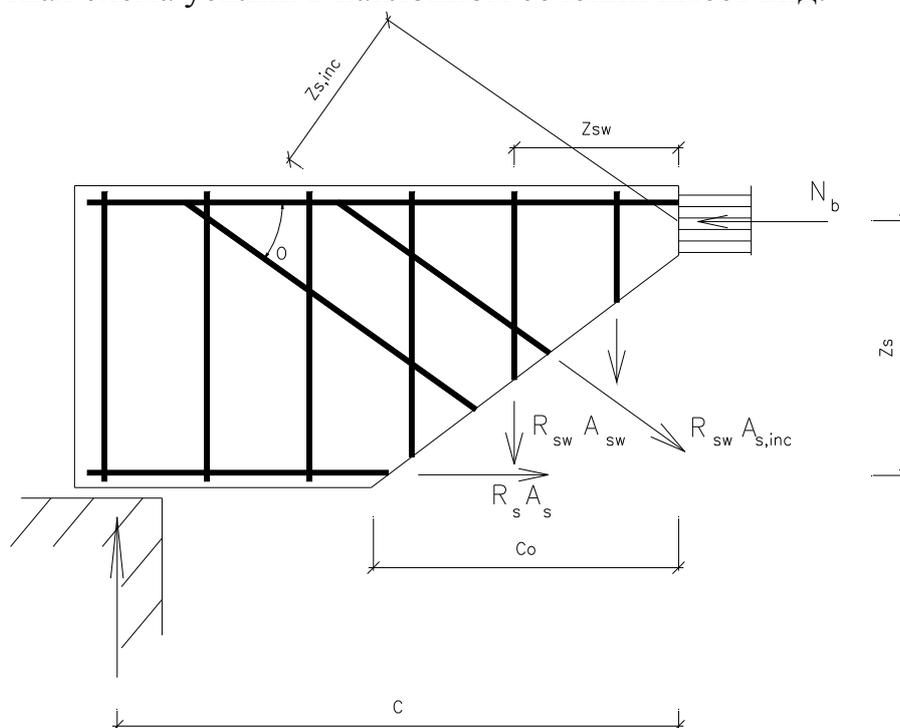


Рис. 13. Расчетная схема усилий в наклонном сечении при расчете прочности по поперечной силе

В расчетной схеме усилий – c_0 – проекция расчетного наклонного сечения (имеющего наименьшую несущую способность), c – расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры. На рассматриваемом приопорном участке изгибаемого элемента внешние воздействия в виде поперечной силы и изгибающего момента уравниваются внутренними усилиями в бетоне над вершиной наклонного сечения, а также в продольной и поперечной арматуре.

Полагается, что:

– в стадии разрушения элемента напряжение в бетоне сжатой зоны и в арматуре (продольной, поперечной, наклонной) достигают значений, равным соответствующим расчетным сопротивлениям R_b , R_s , R_{sw} .

Вводится расчетное сопротивление поперечной арматуры

$$R_{sw} = (0,7 - 0,8)R_s.$$

В общем случае расчет должен обеспечивать конструкцию от всех перечисленных случаев разрушения. В принципе, для решения этой задачи можно использовать систему трех уравнений:

$$\Sigma Q=0; \Sigma M=0; \Sigma N=0.$$

Однако, методика расчета, основанная на совместном решении всех уравнений равновесия, к настоящему времени еще не разработана и находится в стадии разработки.

Поэтому в СНиП 2.03.01-84 принят отдельный расчет на действие поперечной силы Q и на действие изгибающего момента M в наклонном сечении.

Условия прочности для различных схем нагружения:

А) $M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$

Б) $Q \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b$

В) $Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{bt}bh_o$

Схема Б – прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения $Q_b = M_b/c$, где $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2$.

Величину Q_b принимают не менее $Q_{bmin} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o$; здесь φ_{bi} – табличные коэффициенты, зависящие от вида бетона, величину множителя принимать $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1.5$.

Коэффициент φ_f , учитывающий наличие полук тавровых сечений $\varphi_f = 0.75(b_f' - b)h_f' / bh_o$; принимать $\varphi_f < 0.5$.

При этом b_f' принимают не более $(b + 3h_f')$.

При учете свесов таврового сечения поперечная арматура ребра балки должна быть надежно заанкерена в полке и ее количество должно быть не менее $\mu_w = 0.0015$.

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сил, определяют по следующим формулам:

– при наличии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или предварительного натяжения продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения элемента

$$\varphi_n = 0.1N / R_{bt}bh_o \leq 0.5;$$

– при наличии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0.2N / R_{bt}bh_o \leq 0.8.$$

Значение Q_{sw} определяем по формулам:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw};$$

Для выполнения расчетов используется вспомогательная величина $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$, которая представляет собой погонную поперечную силу, воспринимаемую хомутами на единице длины конструкции.

Тогда поперечную силу, воспринимаемую хомутами, удобно определять как $Q_{sw} = q_{sw} c_o$;

Значение

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,nc} \sin \theta.$$

Размер c проекции наклонной трещины принимается не более $2h_o$ и не менее c_o ; где c_o определяется, исходя из минимума выражения:

$$Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b \Rightarrow \min,$$

где в выражении для Q_b вместо c подставляется c_o .

Для элементов без отгибов принимать $A_{s,inc} = 0$.

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2 / q_{sw}},$$

где $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$.

Значение c_o должно быть больше $\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b / 2$.

Расчет наклонных сечений на действие M производится:

- в местах обрыва или отгиба продольной арматуры;
- в приопорной зоне балок;
- у свободного края консолей;
- в местах резкого изменения конфигурации элемента (подрезки и т.п.)

Указанный расчет можно не выполнять, если выполнены определенные правила конструирования элемента (здесь они не рассматриваются; обычно их применяют при построении эпюры материалов для изгибаемых элементов).

Прочность по наклонной сжатой полосе для элементов таврового и прямоугольного профиля обеспечивается предельным значением поперечной силы, которая действует в нормальном сечении, расположенном не менее чем на h_o от опоры

$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_{bt} b h_o.$$

При выполнении указанного условия обеспечивается прочность бетона на сжатие в стенке балки между наклонными трещинами от действия здесь наклонных сжимающих усилий. Коэффициент φ_{w1} , учитывающий влияние поперечных стержней

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

где β – коэффициент = 0.01 для тяжелого и мелкозернистого бетона, = 0.02 для легкого бетона.

В элементах без поперечной арматуры вся поперечная сила воспринимается бетоном, и расчет прочности по наклонному сечению производят по двум условиям:

$$Q \leq 2.5 R_{bt} b h_0;$$
$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c.$$

Если одно из условий не выполняется, то необходимо изменить характеристики сечения или установить расчетную поперечную арматуру.

9. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

9.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

В реальных строительных конструкциях центральное сжатие отсутствует, т.к. такие элементы испытывают действие продольной сжимающей силы и поперечного изгибающего момента (иногда и двух ортогональных моментов), т.е. являются внецентренно сжатыми. Примером внецентренно сжатых элементов являются колонны одно- и многоэтажных зданий, элементы ферм, арок, оболочек и т.д.

В соответствии с характеристиками силовых воздействий поперечное сечение сжатых элементов принимают обычно развитым в плоскости действия момента и может быть прямоугольным, тавровым, двутавровым, коробчатым, а иногда и квадратным, круглым или кольцевым (рис. 14).

Сжатые элементы проектируют с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Предварительное напряжение сжатых элементов целесообразно применять лишь при относительно больших эксцентриситетах приложения сжимающей продольной силы N и большой гибкости элементов, что улучшает их работу в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. Во всех случаях сжатые элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость $\lambda = l_0 / i \leq 200$ в любом направлении, а колонны зданий $\lambda \leq 120$.

По характеру армирования сжатые элементы подразделяются на три типа:

а) с гибкой продольной арматурой и поперечными стержнями (хомутами);

б) с гибкой продольной арматурой и поперечной арматурой в виде спиралей и сеток;

в) с жесткой продольной рабочей арматурой.

Минимальные размеры сечения сжатых элементов 250х250мм. Поперечные размеры колонны до 500мм выбирают кратными 50мм, а при большем размере – кратными 100мм. Для таких элементов используют разнообразные бетоны классов В15-В50; в качестве продольной арматуры обычно используют арматуру классов А-I, А-II и А-III диаметром $\varnothing 12-40$ мм. В качестве поперечной арматуры используют арматуру классов А-I, А-II или В-I и Вр-I. Диаметр хомутов в вязанных каркасах принимают не меньше 5мм и не менее (0.2 – 0.25) диаметра продольной арматуры. Диаметры поперечных стержней в сварных каркасах сжатых элементов должны также удовлетворять условиям свариваемости.

Основное назначение поперечной арматуры в сжатых элементах – удержать сжатые продольные стержни от потери устойчивости; то есть они уменьшают свободную длину для продольных стержней, закрепляя их. Поперечные стержни (хомуты), удерживающие продольную арматуру от выпучивания, размещаются на расстоянии ≤ 500 мм, а также:

- а) при использовании вязанных каркасов – на расстоянии не более $15d$.
- б) при использовании сварных каркасов – на расстоянии не более $20d$, где d – минимальный диаметр продольной арматуры.

Примечание. Обращаем Ваше внимание на принципиальное отличие основного назначения поперечной арматуры в сжатых и изгибаемых железобетонных элементах!

9.2. Эксцентриситеты и случаи внецентренного сжатия

Расстояния между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_o называют эксцентриситетом. В общем случае

$$e_o = M/N + e_a,$$

где e_a – так называемый случайный эксцентриситет. При этом e_a принимают не менее из следующих условий:

$$e_a \geq 1/600 \text{ расчетной длины элемента } l_o;$$

$$e_a \geq 1/30 \text{ высоты сечения элемента } h;$$

$$e_a \geq 1 \text{ см.}$$

Для элементов статически неопределимых конструкций величину эксцентриситета e_o принимают равной эксцентриситету, полученному из статического расчета конструкции (M/N), но не менее e_a . Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_o принимают по общему случаю.

Учитывая существенное влияние гибкости сжатых элементов на их несущую способность, конструкции со сжатыми элементами следует в общем случае рассчитывать по деформируемой схеме. Однако СНиП допускает производить расчет конструкции по недеформируемой схеме, учитывая при гибкости ≥ 14 влияние прогиба сжатого элемента на его прочность пу-

тем умножения эксцентриситета e_o на коэффициент $\eta > 1$, где $\eta = 1 / (1 - (N/N_{cr}))$.

Критической продольной силой N_{cr} учитываются геометрические характеристики сечения, неупругие свойства сжатого бетона, трещины в растянутой зоне, влияние предварительного напряжения и т.д. Если при подсчете η окажется, что $N > N_{cr}$, следует увеличить размеры сечения.

Экспериментальные исследования показали, что возможны два случая работы сжатых железобетонных элементов.

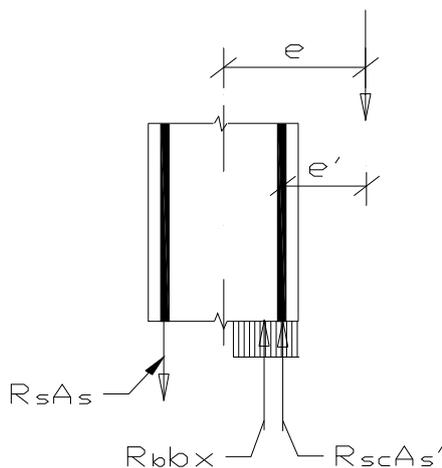
Случай 1 – при относительно больших эксцентриситетах. Разрушение элемента начинается с растянутой зоны при достижении арматурой предела текучести или чрезмерных деформаций. Этот случай реализуется при $\xi \leq \xi_R$.

Случай 2 – при относительно малых эксцентриситетах. Разрушение элемента происходит по сжатой зоне при достижении бетоном предельной сопротивляемости на сжатие до появления в растянутой или слабо сжатой арматуре предела текучести или чрезмерных деформаций.

9.3. Расчет сжатых элементов на прочность

Рассмотрим проектирование сжатых элементов только прямоугольного сечения.

На рисунке представлена картина напряженного состояния для сжатого элемента прямоугольного сечения без предварительного напряжения, разрушающегося по случаю 1, т.е. при $\xi \leq \xi_R$.



Эксцентриситеты e и e' с учетом гибкости элемента подсчитывают по выражениям

$$e = e_o \eta + 0.5h - a_s$$

$$e' = e_o \eta - 0.5h + a_{s'}$$

Уравнение несущей способности может быть получено из условия равновесия моментов относительно центра тяжести продольной растянутой (менее сжатой) арматуры:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - 0.5x) + R_{sc} A_s' (h_o - a_s').$$

Высоту сжатой зоны бетона x определяют из равенств:

а) при $\xi \leq \xi_R$ (случай 1)

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s' - R_s A_s;$$

б) при $\xi > \xi_R$ (случай 2)

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s' - \sigma_s A_s,$$

где σ_s подсчитывается по общей формуле СНиП, а для сжатых элементов, изготовленных из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой продольной арматурой классов А-I, А-II и А-III по упрощенной формуле

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

В практике проектирования встречаются две основные задачи.

Задача I типа: Проверка несущей способности заданного сечения:

Если все данные об элементе известны, то в предположении условия $\xi \leq \xi_R$ вначале вычисляют высоту сжатого бетона x :

$$x = (N - R_{sc} A_s' + R_s A_s) / R_b b,$$

а затем определяют граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \omega / (1 + (\sigma_{sR} / \sigma_{sc,u})(1 - \omega/1.1)).$$

Проверяется условие $x \leq \xi_R h_o$. Если оно соблюдается, по уравнению несущей способности определяют несущую способность. Если условие не соблюдается, то высоту сжатой зоны из уравнения случая б), предварительно подсчитав σ_s по общей или упрощенной формуле.

Задача II типа: Подбор арматуры

Известно: N, e_o, b, h, R_b, R_s .

Неизвестны A_s и A_s' .

Сначала устанавливают, к какому случаю внецентренного сжатия относится данная задача. Так как высота сжатой зоны бетона x неизвестна, то при $e_o \eta > 0.3 h_o$ элемент целесообразно запроектировать как работающий по случаю 1, а в противном случае – по второму случаю.

Как известно из расчета на прочность по нормальным сечениям изгибаемого железобетонного элемента, максимальный момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны и соответствующей арматурой A_s при $x = \xi_R h_o$ будет равен

$$M_R = \alpha_{mR} R_b b h_o^2 = R_b b x (h_o - 0.5x),$$

где $\alpha_{mR} = \xi_R(1 - 0.5\xi_R)$.

В случае 1 ($\xi \leq \xi_R$) определяют площадь A_s'

$$A_s' = (Ne - \alpha_{mR} R_b b h_o^2) / R_{sc} (h_o - a_s').$$

Если по этому выражению площадь арматуры окажется нулевой или отрицательной, арматура в сжатой зоне не требуется по расчету и устанавливается конструктивно.

Площадь растянутой арматуры A_s определяют из выражения

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N) / R_s + A_s' R_{sc} / R_s.$$

При заданном значении A_s' (по конструктивным или иным соображениям) вычисляют

$$x(h_0 - 0.5x) = (Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a_s')) / R_b b.$$

Так как $x(h_0 - 0.5x) = \alpha_m h_0^2$, то подсчитывают

$$\alpha_m = (Ne - R_{sc} A_s' (h_0 - a_s')) / R_b b h_0^2,$$

затем по таблице определяют ξ и $x = \xi h_0$ а затем определяют A_s .

В случае 2 расчет в принципе ведут по тем же выражениям, но вместо величины R_s оперируют напряжениями σ_s , посчитываемым по СНиП.

Рассмотрим частный случай, который встречается в практике проектирования в тех случаях, когда на сечение могут действовать близкие по абсолютному значению моменты противоположных знаков. Это так называемое симметричное армирование, то есть когда $A_s' = A_s$:

Симметрично армированный элемент прямоугольного сечения

При симметричном армировании, когда $A_s' = A_s$ и $R_s = R_{sc}$ (арматура классов А-I, А-II и А-III), т.е. когда $R_s A_s = A_s' R_{sc}$, то определяют $x = N / R_b b$, а затем подсчитывают искомые площади:

$$A_s = A_s' = N(e - h_0 + N/2 R_b b) / R_{sc} (h_0 - a_s').$$

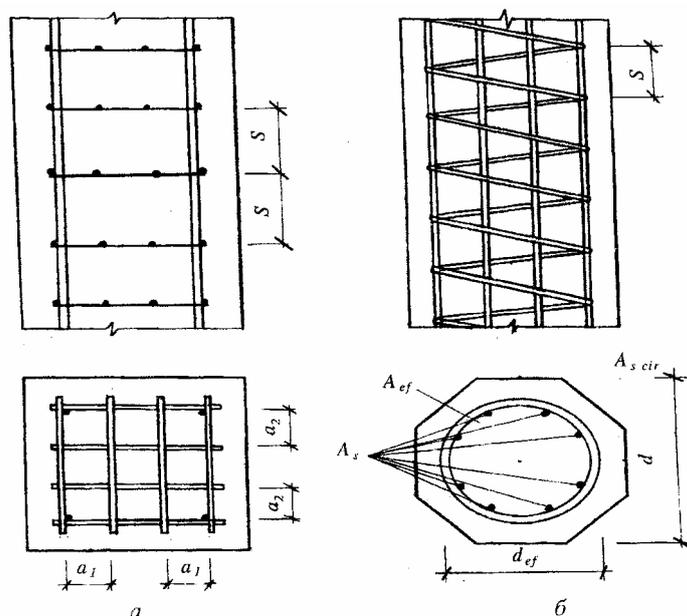


Рис. 14. Схемы армирования сжатых железобетонных элементов

9.4. Конструктивные особенности растянутых элементов

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

Центрально-растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно напряженными, что существенно повышает сопротивление образованию трещин в бетоне.

Основные принципы конструирования железобетонных центрально-растянутых элементов такие же, как для сжатых элементов. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без преднапряжения, соединяют по длине обычно сваркой. Стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях.

Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах не должна иметь стыков. В поперечном сечении предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично, чтобы при передаче обжимающего усилия избежать внецентренного обжатия элемента.

При натяжении на бетон предварительно напрягаемая арматура в процессе обжатия не работает в составе поперечного сечения элемента. В этом случае целесообразно снабжать элемент небольшим количеством ненапрягаемой арматуры. Ее располагают ближе к наружным поверхностям, чтобы она давала больший эффект в усилении элемента против возможных внецентренных воздействий.

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки резервуаров, прямоугольных в плане, бункеров, нижние пояса безраскосных ферм и т.д. Внецентренно растянутые элементы обычно подвергают предварительно напряжению для повышения их трещиностойкости.

Во внецентренно растянутых элементах $\mu \geq 0.05$ %.

9.5. Расчет прочности центрально- растянутых элементов

Расчет прочности центрально-растянутых элементов производится по стадии III – разрушение элемента. Разрушение элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он в этих местах выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести или временного сопротивления разрыву. Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без учета бетона.

Условие прочности может быть получено из условия равновесия продольных сил $\Sigma N = 0$ в сечении и имеет вид:

$$N \leq \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s;$$

где γ_{s6} – коэффициент условий работы напрягаемой арматуры для центрально – растянутых элементов принимается:

A-IV..... $\gamma_{s6} = 1,2$;

A-V проволочной и канатов.... $\gamma_{s6} = 1,15$;

A-VI $\gamma_{s6} = 1,1$.

Минимальное содержание арматуры в растянутых элементах $\mu > 0,1 \%$.

9.6. Расчет прочности внецентренно растянутых железобетонных элементов

Рассмотрим на примере элементов прямоугольной формы сечения. Возможны 2 случая расчета по прочности в зависимости от положения продольной силы N .

Случай 1- случай малого эксцентриситета приложения нагрузки, когда внешняя растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (все сечение растянуто).

Расчет производится из условий:

$$Ne = \gamma_{s6} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s)$$

$$Ne' = \gamma_{s6} R_s A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_s A_s (h'_0 - a_s)$$

Минимальное содержание арматуры должно быть не менее 0,05 %.

Случай 2 – случай большого эксцентриситета приложения растягивающей силы N , когда продольная сила приложена за пределами равнодействующих усилий в арматуре S и S' (сечение имеет растянутую и сжатую зоны). Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны. Расчет похож на расчет изгибаемых элементов.

Расчет ведется по III стадии НДС из условий:

$$Ne < R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)$$

$$N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{bc} - \sigma_{sc} A'_s$$

При расчете по этим формулам должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$.

Иначе нужно принимать $\xi = \xi_R$ при определении высоты сжатой зоны.

В элементах прямоугольного профиля для проверки несущей способности используется расчетная формула прочности в виде:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p).$$

Для определения высоты сжатой зоны используется выражение, полученное из условия равновесия продольных сил в сечении:

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s - N}{R_b b}.$$

При симметричном армировании

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_m R_b b h_0^2}{\sigma_{sc} (h_0 - a'_s)}$$
$$A_{sp} = \frac{\xi_R R_b b h_0 + R_{sc} A_s^{\text{с}} + N}{\gamma_{s6} R_s}$$

Минимальное содержание растянутой арматуры устанавливается не менее $\mu(\%) = 0,05\%$ ($\mu = 0.0005$).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст] / под ред. В.Н. Байкова. – М., 1990.
2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – Введ. 01.01.1985.

О Г Л А В Л Е Н И Е

1. ОБЩИЕ МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ ПО ИЗУЧЕНИЮ ДИСЦИПЛИНЫ.....	3
2. СУЩНОСТЬ ОБЫЧНОГО И ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	3
3. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА И АРМАТУРЫ.....	10
4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ. ПРИНЦИПЫ КОНСТРУИРОВАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	15
5. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	21
6. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ ПРОФИЛЯ.....	24
7. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ТАВРОВЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ.....	31
8. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ	34
9. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	38
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	45

Учебное издание

Ласьков Николай Николаевич
Васильев Ренат Рашидович

**ОСНОВЫ СОПРОТИВЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Методические указания
для самостоятельной работы

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

В авторской редакции
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 15.12.14. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 2,79. Уч.-изд.л. 3,0. Тираж 80 экз.
Заказ № 484.

Издательство ПГУАС.
440028, г.Пенза, ул. Германа Титова, 28.