

Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Лиодинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 26.10.2025 11:41:59
Уникальный программный ключ:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

**МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФГБОУ ВО «ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

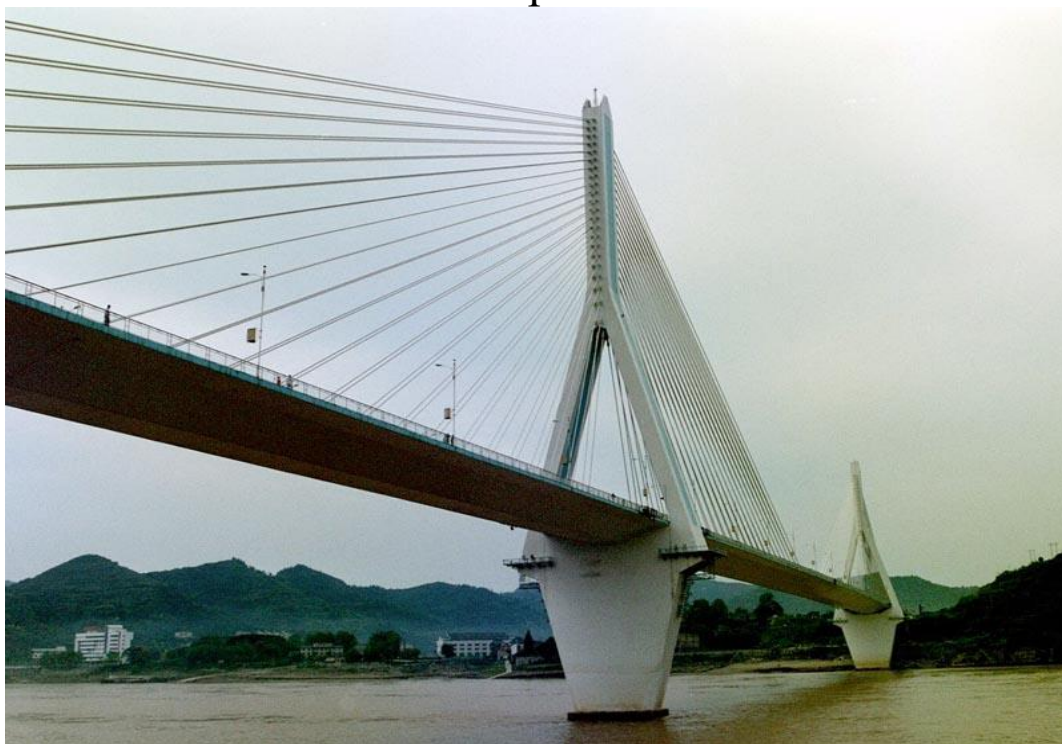


ВИШТАЛОВ Р.И. МУСЕЛЕМОВ Х.М.

Преднапряженные конструкции

КУРС ЛЕКЦИЙ

**для студентов направления подготовки магистров
08.04.01 «Строительство»**



Махачкала 2025

УДК 624.014.7

Курс лекций по дисциплине «Преднапряженные конструкции» для студентов направления подготовки магистров 08.04.01 «Строительство».

Махачкала, ДГТУ, 2025г., 53 с.

Курс лекций содержит все 3 темы по преднапряженным железобетонным, металлическим и деревянным конструкциям. Приведены подробные лекции по классификации, расчету, конструированию изгибаемых, сжатых и растянутых жбк, преднапряженных металлических балок и ферм, армированных деревянных конструкций.

Составители:

к.т.н., доцент Вишталов Р.И.
д.т.н., доцент Муселемов Х.М.

Рецензенты:

к.т.н., доцент
факультета информационных технологий и
инженерии ДГУНХ
Акаев А.И.

Зав. кафедрой ТСиСМ, ДГТУ
д.т.н., профессор Агаханов Э.К.

Печатается по постановлению Совета Дагестанского государственного технического университета №..... от 2025г.

Содержание

<i>Введение.....</i>	<i>3</i>
<i>ТЕМА 1. Особенности проектирования предварительно напряженных железобетонных конструкций.....</i>	<i>4</i>
<i>Лекция 1. Сущность и способы преднапряжения железобетонных конструкций.....</i>	<i>4</i>
<i>Лекция 2. Напряжения в бетоне при обжатии.....</i>	<i>14</i>
<i>Лекция 3. Основы расчета преднапряженных изгибаемых элементов.....</i>	<i>20</i>
<i>Лекция 4. Расчет преднапряженных элементов по 2 -й группе предельных состояний.....</i>	<i>25</i>
<i>Лекция 5. Расчет прочности преднапряженных растянутых элементов.....</i>	<i>31</i>
<i>ТЕМА 2. Предварительно напряженные металлические конструкции.....</i>	<i>35</i>
<i>Лекция 6. Преднапряженные металлические балки.....</i>	<i>35</i>
<i>Лекция 7. Преднапряженные металлические фермы.....</i>	<i>41</i>
<i>Тема 3. Армированные деревянные конструкции.....</i>	<i>46</i>
<i>Лекция 8. Армированные деревянные балки и колонны.....</i>	<i>46</i>
<i>Лекция 9. Армированные арки и рамы.....</i>	<i>51</i>
<i>Список использованной литературы.....</i>	<i>53</i>

ВВЕДЕНИЕ

В курсе лекций изложены вопросы теории, расчета и подбора сечений предварительно-напряженных железобетонных и металлических конструкций, а также армированных деревянных конструкций.

Особенностью железобетонных конструкций является возможность образования трещин в растянутой зоне при действии внешних нагрузок. Раскрытие этих трещин во многих конструкциях в стадии эксплуатации невелико (0,1-0,4 мм) и не вызывает коррозии арматуры или нарушения нормальной работы конструкции. Однако имеются конструкции и сооружения, в которых по эксплуатационным условиям образование трещин недопустимо (например, напорные трубопроводы, лотки, резервуары и т. п.) или ширина раскрытия должна быть уменьшена. В этом случае те зоны элемента, в которых под действием эксплуатационных нагрузок появляются растягивающие усилия, заранее (до приложения внешних нагрузок) подвергают интенсивному обжатию путем предварительного натяжения арматуры. Такие конструкции называют предварительно напряженными. В лекциях даются современные представления о материалах для изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Особое внимание уделено вопросу о размерах потерь предварительного напряжения в этих конструкциях.

В курсе лекций даны различные способы регулирования усилий в металлических конструкциях, но основным является предварительное напряжение конструкции при помощи высокопрочного элемента (пучка проволоки, троса). По предварительно напряженным конструкциям имеется достаточно обширная литература, из них наиболее капитальных монография проф. Е. И. Беленя, проф. Ю. В. Гайдарова и др. Однако вопросам технико-экономического обоснования и определения рациональных границ применения предварительно напряженных конструкций не уделялось достаточного внимания, за исключением работ инж. В. Г. Колесниченко, выполненных под руководством автора.

В настоящее время экономия деловой древесины имеет огромное народно-хозяйственное значение. Одним из путей ее экономии является армирование деревянных конструкций. В курсе лекций приведены основы расчета и проектирования армированных клееных балок, колонн, рам и арок.

Курс лекций предназначен для инженеров-проектировщиков проектных организаций, студентов магистерской подготовки и аспирантов строительных вузов.

ТЕМА 1. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Лекция 1. Сущность и способы преднапряжения железобетонных конструкций

1. Цель и задачи дисциплины
2. История развития железобетона (краткие сведения).
3. Сущность железобетона. Его достоинства и недостатки.
4. Преднапряженный железобетон: его сущность и способы создания предварительного напряжения.
5. Области применения железобетона.

1. Цель и задачи дисциплины

Целями освоения дисциплины «Преднапряженные конструкции» являются:

- формирование у магистров знаний в области расчета и конструирования предварительно напряженных железобетонных, металлических, деревянных и пластмассовых конструкций;
- формирование знаний о методах и способах компоновки, армирования, конструирования и расчета преднапряженных конструкций;
- формирование способностей использования полученных знаний, умений и навыков для решения инженерных и технологических задач, обеспечивающих высокий уровень качества и безопасность продукции.

Задачами дисциплины являются:

- изучение способов и методов компоновки, армирования, конструирования, расчета и проектирования: - предварительно напряженных железобетонных конструкций;
- предварительно напряженных металлических конструкций;
- предварительно напряженных деревянных и комбинированных конструкций; - получение навыков в области использования нормативной, технической и справочной литературы

2. История развития железобетона

Железобетонные конструкции впервые появились в 1850 году во Франции (инж. Ламбо) - была построена лодка, каркас которой состоял из металлической сетки, которая была оштукатурена с двух сторон цементным раствором. В 1861 году во Франции (инж. 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 (инж. Бах). Была произведена серия опытов с преднапряженными балками. В 1928 году во Франции Фрейсине обосновал необходимость использования в качестве арматуры высокопрочной стали и высоких начальных напряжений.

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

3. 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 существенно большую прочность, и одинаково хорошо сопротивляется как сжатию, так и растяжению.

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

Ниже приведено стандартное определение железобетона, в котором кратко отражается его сущность.

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

В приведенном определении выделены ключевые слова, отражающие сущность материала. Для выявления роли каждого из выделенных понятий рассмотрим более подробно суть каждого из них.

Бетон - это искусственный камень, который, как и любой каменный материал, имеет достаточно высокое сопротивление сжатию, а сопротивление растяжению у него в 10,20 раз меньше.

Стальная арматура имеет достаточно высокое сопротивление как при сжатии, так и при растяжении.

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

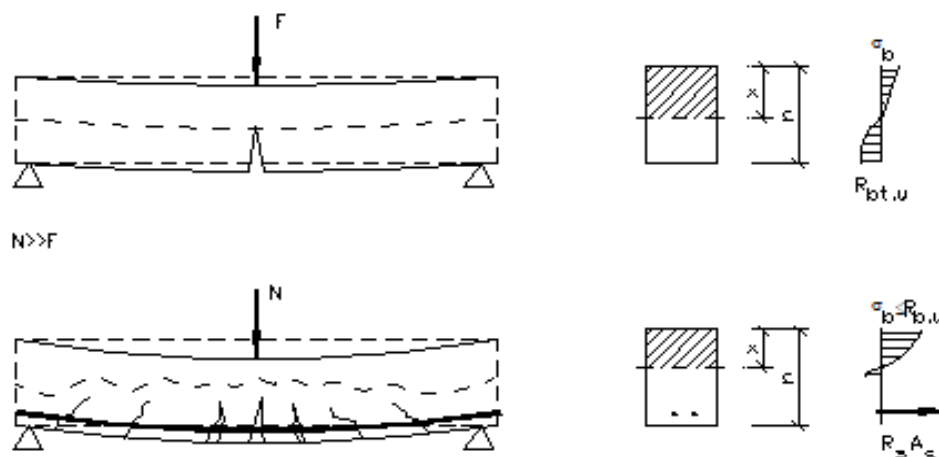


Рис. 1. Сопоставление поведения под нагрузкой бетонной (а) и железобетонной (б) балок:

F - предельная нагрузка (несущая способность), которую воспримет бетонная балка ;

N - то же, для железобетонной балки.

На примере бетонной балки рассмотрим, как используется прочность бетона в изгибаемом элементе (рис. 1а). 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_b 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.

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 σ_{yk} , 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 (N на рис. 1-б). 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 ввиду незначительной прочности бетона на 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 твердении бетонной смеси. При этом сцепление формируется за счет нескольких факторов, а именно: во-первых, благодаря адгезии (приклеивания) цементного теста к арматуре (очевидно, что доля этой составляющей сцепления невелика); во-вторых, за счет обжатия арматуры бетоном вследствие усадки его при твердении; в-третьих, за счет механического зацепления бетона о периодическую (рифленую) поверхность арматуры. Естественно, что для арматуры периодического профиля эта составляющая сцепления наиболее существенна, поэтому сцепление арматуры периодического профиля с бетоном в несколько раз превышает таковую для арматуры с гладкой поверхностью.

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

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

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

3) 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 (положительным свойствам) 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 (то есть за счет выбора рациональной формы сечений и очертания конструкций).
2. Низкая трещиностойкость железобетона (из рассмотренного выше примера следует, что в растянутом бетоне должны быть трещины при эксплуатации конструкции, что не снижает несущей способности конструкции). Указанный недостаток может быть снижен с применением преднапряженного железобетона, которое служит радикальным средством повышения его трещиностойкости (сущность преднапряженного железобетона рассмотрена в теме 1.3 ниже).

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.

1.4. Преднапряженный железобетон: его сущность и способы создания предварительного напряжения

Иногда образование трещин в конструкциях, в которых недопустимо по условиям эксплуатации (например, в резервуарах; трубах; конструкциях, эксплуатирующихся при воздействии агрессивных сред). Чтобы исключить этот недостаток железобетона, применяют предварительно напряженные конструкции. Таким образом, можно избежать появления трещин в бетоне и уменьшить деформации конструкции в стадии эксплуатации.

Рассмотрим краткое определение предварительно напряженного железобетона.

Предварительно напряженной называют такую железобетонную конструкцию, в которой в процессе изготовления которой создают значительные сжимающие напряжения в бетоне той зоны сечения конструкции, которая при эксплуатации испытывает растяжение (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 преднапряжения 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.

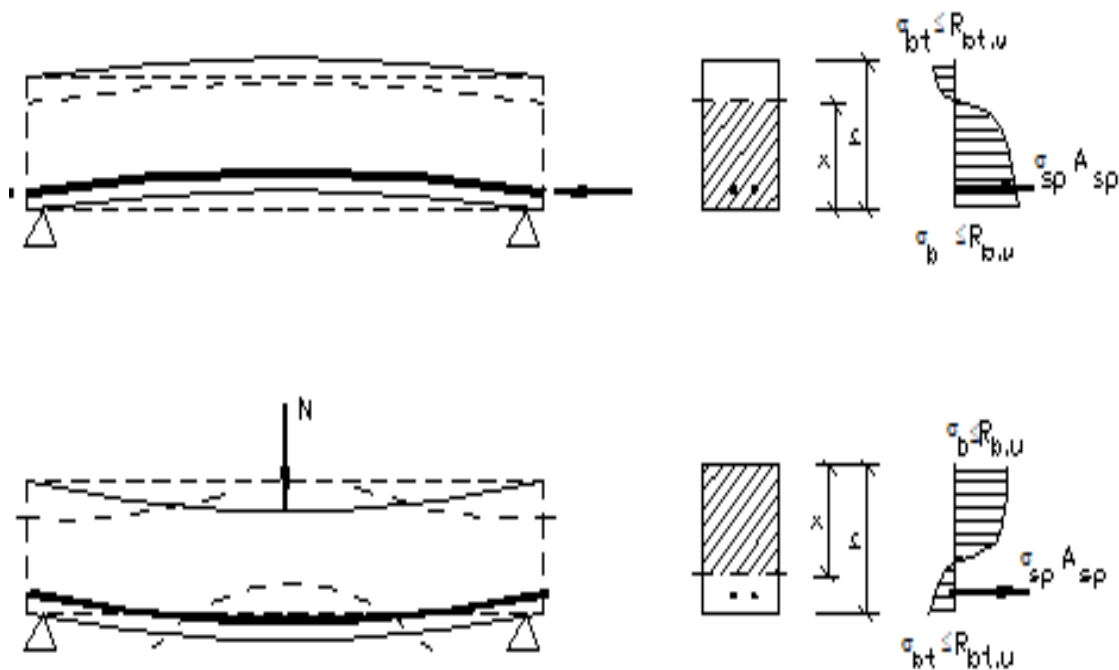


Рис. 2. К сущности преднапряженного железобетона:

а – конструкция в стадии обжатия бетона напрягаемой арматурой;

б – в стадии эксплуатации (N – внешняя нагрузка на конструкцию; P – усилие предварительного обжатия в арматуре):

Преимущества преднапряженного железобетона перед обычным – это, прежде всего, его высокая трещиностойкость; повышенная жесткость конструкции (за счет обратного выгиба, получаемого при обжатии конструкции); лучшее сопротивление динамическим нагрузкам; коррозионная стойкость; долговечность; а также определенный экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры.

В предварительно напряженной балке под нагрузкой (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 разрушающая нагрузка для обеих балок близка по значению, поскольку предельные напряжения в арматуре и бетоне этих балок одинаковы. Гораздо меньше также и прогиб преднапряженной балки.

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 (рис. 3-а).

При натяжении арматуры на бетон (рис. 3-б) 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, оставляемые 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 (5,15)мм создают укладкой извлекаемых впоследствии пустотообразователей (стальных спиралей, резиновых трубок и т.д.). Сцепление арматуры с бетоном достигается за счет того, что после обжатия инъецируют (нагнетают в каналы цементное тесто или раствора под давлением через заложенные при изготовлении элемента тройники – отводы). 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 (представляет собой комбинацию первых двух способов).

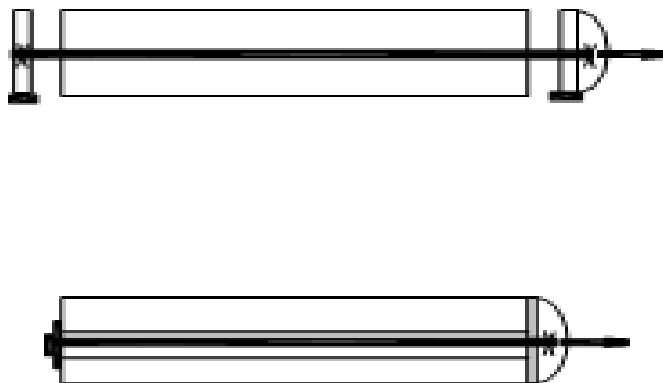


Рис. 3. Способы создания предварительного напряжения в железобетоне:

а – с натяжением арматуры на упоры;

б – с натяжением на бетон.

5. 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.

Лекция 2. Напряжения в бетоне при обжатии

1. Значения предварительных напряжений в арматуре.
2. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов.
3. Потери предварительных напряжений.

1. Значения предварительных напряжений в арматуре

При проектировании конструкций величин} предварительного напряжения назначают с учетом механических свойств арматурной стали и способа ее натяжения. Во избежание больших пластических деформаций, величина предварительного напряжения должна быть не более предела упругости стали, вместе с тем значение предварительного натяжения не должно быть слишком низким, поскольку при слабом обжатии бетона эффект предварительного напряжения невысок и будет утрачен с течением времени вследствие потерь предварительного напряжения в арматуре. Значения предварительного напряжения с учетом допустимых отклонений p назначаются такими, чтобы выполнялись условия.

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s.ser};$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 0.3 R_{s.ser}$$

При механическом способе натяжения арматуры $P = 0,05 \sigma_{sp}$ а при электротермическом или электротермомеханическом

$$p = 30 + 360/l,$$

где l - расстояние между наружными гранями упоров, м.

Значения напряжений σ_{com} , контролируемые по окончании натяжения

на упоры, принимаются равными σ_{sp} за вычетом потерь преднапряжений от деформаций анкеров и трения арматуры (методы их определения приводятся ниже). При натяжении арматуры на бетон, напряжения, контролируемые в месте натяжения, равны:

$$\sigma_{com} = \sigma_{sp} - a \times \sigma_{bp}$$

где: σ_{bp} - напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия;

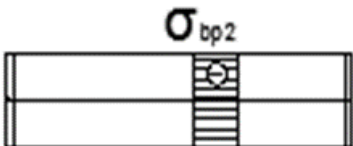
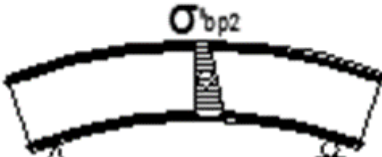
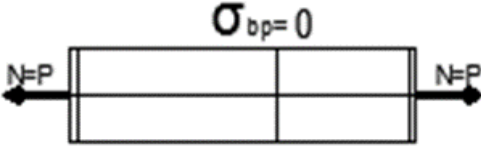
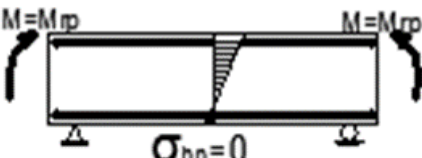
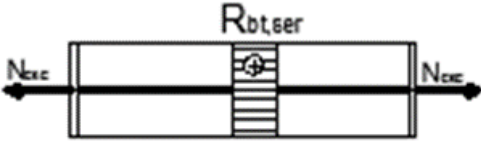
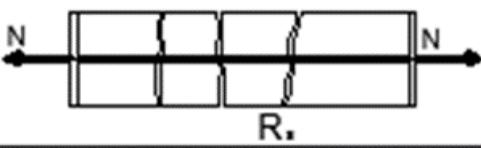
$$a = E_s/E_b$$

Возможные на практике отклонения фактических величин предварительного напряжения арматуры от проектных, вызванные различными технологическими факторами (погрешности измерительных приборов и натяжных устройств, неодинаковая начальная длина отдельных

проволок пучка и др.) учитывают коэффициентом точности предварительного напряжения арматуры γ_{sp} . Если при расчете конструкций неблагоприятным фактором является снижение предварительного напряжения, то принимают $\gamma_{sp} < 1$. Например, при расчете конструкций по образованию трещин от эксплуатационной нагрузки для всей продольной напрягаемой арматуры $\gamma_{sp} = 0,9$. Если же неблагоприятным является возможное превышение предварительного напряжения (например, при проверке прочности и трещиностойкости элемента в стадии обжатия бетона), то для всей продольной напрягаемой арматуры $\gamma_{sp} = 1,1$.

Таблица 1

Стадии напряженного состояния предварительно напряженных элементов

Стадии напряж. сост	Осевое растяжение Центрально обжатого элемента	Изгиб внецентренно обжатого элемента
0 (установив. предварит. напряж.)		
I ₀ (погашение обжатого бетона)		
I _a (перед образования трещин)		
II (трещины в бетоне)		
III (разрушение)		

2. Последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженных элементов

В предварительно напряженных железобетонных конструкциях, начиная с момента обжатия бетона и до разрушения внешней нагрузкой различают несколько характерных стадий напряженного состояния. Рассмотрим работу центрально-обжатого элемента при осевом растяжении внешними силами.

После обжатия бетона и проявления всех потерь в элементе установятся следующие напряжения: в бетоне σ_{br2} , в арматуре $\sigma_{sp}-\sigma_{\alpha} \times \sigma_{br}$. Индекс 1 означает, что напряжения приняты за вычетом первых потерь, а индекс 2 - учтены все потери. Это состояние элемента, соответствующее установившимся предварительным напряжениям до приложения внешней нагрузки, можно отнести к стадии 0 (табл. 1). При увеличении внешних осевых растягивающих сил предварительные сжимающие напряжения в бетоне будут уменьшаться, а растягивающие напряжения в арматуре - увеличиваться. Когда предварительные напряжения в бетоне будут погашены (станут равными нулю), напряжение в арматуре $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{ios}$. Начиная с этого состояния, которое можно назвать стадией 10, элемент работает как обычный железобетонный, так как предварительные напряжения в нем погашены. При дальнейшем возрастании внешней нагрузки в бетоне появляются растягивающие напряжения, которые достигают предела прочности на растяжение R_{bt} . Это состояние элемента, относящееся к стадии I, положено в основу расчета элемента по образованию трещин.

Далее следует стадия II, когда в бетоне образуются трещины, но напряжение в арматуре менее расчетного сопротивления, и затем стадия III, при которой элемент разрушается. При поперечном изгибе внецентренно-обжатого элемента на стадии 0 в бетоне устанавливаются напряжения, изменение которых по высоте сечения принимается линейным (табл.1). Стадией 10 в данном случае называют состояние, при котором погашается предварительное напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры наиболее обжатой зоны

3. Потери предварительных напряжений

Напряжения, создаваемые в арматуре при ее натяжении, со временем снижаются в результате необратимых потерь предварительного напряжения, обусловленных усадкой и ползучестью бетона, релаксацией напряжений стали, деформацией анкеров, трением арматуры о стенки каналов и др. При расчете предварительно напряженных конструкций необходимо учитывать, эти потери, так как величина их может быть

весьма значительной (до 30-40% начального предварительного напряжения σ_{sp}).

Потери напряжений вследствие релаксации напряжений в натянутой арматуре зависят в основном от величины предварительного напряжения σ_{sp} , вида арматуры и способа ее натяжения:

при механическом натяжении проволочной арматуры на упоры

$$\sigma_1 = [0.22 (\sigma_{sp}/R_{s.ser}) - 0.1] \times \sigma_{sp};$$

стержневой арматуры $\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp}-20$

при электротермическом натяжении проволочной арматуры

$$\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}, \text{ стержневой} - \sigma_1 = 0,03\sigma_{sp}$$

2. Температурный перепад Δt , т.е. разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения (стенд, силовая форма-поддон и др.), при пропаривании или прогреве бетона класса В15...В40 вызывает снижение предварительного напряжения на величину

$$\sigma_2 = 1.25\Delta t$$

где: Δt при отсутствии точных данных принимается равным 65°C.

Для бетонов класса В45 и выше в приведенной формуле вместо 1,25 принимается 1,0.

Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах или захватах при механическом натяжении на упоры

$$\sigma_3 = (\lambda/\ell) \times E_s$$

где: $\lambda = 2\text{мм}$ – обжатие опрессованных шайб или смятие высаженных головок; мм; $\lambda = 1.25 + 0.15d$ – смещение стержней в инвентарных зажимах (d – диаметр стержня, мм); ℓ – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров форм или стенда). При электротермическом натяжении $\sigma_3 = 0$.

При натяжении на бетон потери рассчитываются в [1].

4. Потери предварительного напряжения от трения арматуры о стенки каналов, поверхность бетона конструкции или огибающие приспособления

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - 1/e^{(\omega x + \delta \theta)})$$

где: e — основание натуральных логарифмов; ω – коэффициент, учитывающий отклонение канала по отношению к его проектному положению на 1м длины, $\omega = 0 \dots 0,003$; x – длина участка арматуры от натяжного устройства до расчетного сечения, м; δ – коэффициент трения

арматуры о стенки канала ($\delta = 0,35 \dots 0,65$), θ - центральный угол дуги криволинейного участка канат, рад. При определении потерь от трения об огибающие приспособления в приведенной формуле принимается $\omega x = 0$.

5. К потерям предварительного напряжения приводят также деформации стальной формы, если арматура натягивается на упоры формы неодновременно. Эти потери вычисляют по формуле

$$\sigma_5 = \eta \Delta l / l E_s$$

но принимают не менее 30 МПа.

В приведенной формуле Δl - величина сближения упоров (продольной деформации формы); l - расстояние между наружными гранями упоров.

При натяжении арматуры механическим способом

$$\eta = (n-1)/(2n)$$

где n - число групп стержней, натягиваемых неодновременно.

6. Если элемент изготавливается с натяжением арматуры на упоры, то при последующей передаче предварительного напряжения на бетон в последнем в процессе обжатия наряду с упругими развеваются необратимые деформации быстронатекающей ползучести. Последние приводят к необратимым потерям предварительного напряжения:

При $\sigma_{br}/R_{bp} \leq a$; $\sigma_6 = 40\sigma_{br}/R_{bp}$

При $\sigma_{br}/R_{bp} > a$;

$$\sigma_6 = 40a + 85\beta (\sigma_{br}/R_{bp} - a)$$

где: σ_{br} - напряжение в бетоне от усилия обжатия на уровне центра тяжести продольной арматуры, в которой определяются потери;

коэффициент $a = 0,25 + 0,025R_{bp}$, но принимают не более 0,8;

коэффициент $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, его значения должны быть в пределах 1,1.. 2,5.

При тепловой обработке потери, вычисленные по приведенным формулам уменьшаются умножением на коэффициент 0,85.

8. Развитие ко времени усадочных деформаций также ведет к потерям предварительных напряжений, которые при натяжении на упоры составляют для бетона естественного твердения $\sigma_8 = 40,50$ и 60 МПа соответственно для тяжелых бетонов класса В35 и ниже; В40, В45 и выше. При натяжении на бетон потери от усадки составляют 30, 35 и 40 МПа.

9. В результате проявления длительной ползучести бетона в период от момента передачи усилия обжатия до загрузки эксплуатационной

нагрузкой происходят потери, которые для элементов из тяжелого бетона вычисляют по следующим формулам:

$$\text{При } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0.75; \quad \sigma_9 = 150 \sigma_{bp}/R_{bp}$$

$$\text{При } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0.75; \quad \sigma_9 = 300 (\sigma_{bp}/R_{bp} - 0.375)$$

Обозначения здесь те же, что и в вышеприведенных формулах. При тепловой обработке бетона значения потерь можно снизить, умножая величины, полученные по этим формулам на коэффициент 0,85. Необратимые потери предварительных напряжений могут быть следствием также деформации стыков блочных составных конструкций и смятия бетона под витками спиральной арматуры.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует различать потери предварительных напряжений, происходящие до окончания обжата бетона - σ_{los1} , потери - после его обжата - σ_{los2} и суммарные – $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$

При натяжении арматуры на упоры учитывают потери предварительных напряжений, происходящие до окончания обжата σ_{los1} - от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформация форм, быстронатекающей ползучести бетона, σ_{los2} - от ползучести и усадки бетона. При натяжении арматуры на бетон учитывают потери предварительных напряжений, происходящие:

до окончания обжата бетона σ_{los1} - от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона конструкции;

после окончания обжата бетона σ_{los2} - от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков в блочных (составных) конструкциях.

Численные значения суммарных потерь предварительного напряжения принимаются не менее 100 МПа.

Лекция 3. Основы расчета преднапряженных изгибаемых элементов

1. Материалы для предварительно напряженных железобетонных конструкций.
2. Расчеты ПН (преднапряженных) изгибаемых ЖБК по прочности.

1. Материалы для предварительно напряженных конструкций

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует применять:

- а) стержневую арматуру периодического профиля классов А-V, At-V, At-VK, At-VCK, А-VI, At-VI, At-VIK и At-VII;
- б) проволочную арматуру гладкого профиля класса В-II и периодического класса Вр- II, а также арматурные канаты классов К-7 и К-19.

В качестве напрягаемой арматуры допускается применение стержневой арматуры классов А-IV, At-IV, At-IVC, At-IVK и А-IIIв.

Характеристики арматуры даны в приложениях [1].

Выбор арматурных сталей при проектировании конструкций производится в зависимости от типа конструкции, класса бетона, характера действующих усилий, температуры и агрессивности окружающей среды, условий изготовления и других факторов. По возможности следует отдавать предпочтение арматуре с более высокими прочностными характеристиками. Минимальный класс бетона предварительно напряженных элементов назначается в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия или отсутствия анкеров: В15 В30 для стержневой и В20-: В30 - для проволочной арматуры.

Кубиковую (передаточную) прочность бетона к моменту обжатия элементов $R_{вр}$ назначают так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжения $\sigma_{вр}/R_{вр}$, сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения в арматуре. Рекомендуются принимать $R_{вр}$ по расчету, но не менее 11 МПа (при стержневой арматуре классов At-VI и At-VII и арматурных канатах - не менее 15,5 МПа), а также не менее 50% принятого класса бетона по прочности на сжатие. Из опыта проектирования можно рекомендовать принятие передаточной прочности в пределах 50-75% от класса бетона. Предварительно напряженные конструкции могут изготавливаться с

натяжением арматуры на упоры до бетонирования или на бетон после его отвердения.

2. Расчеты ПН (преднапряженных) изгибаемых ЖБК по прочности

Предварительно напряженные конструкции, также как и обычные, рассчитывают по двум группам предельных состояний. В дополнение к тем усилиям, которые передаются на обычные железобетонные конструкции, в предварительно напряженных конструкциях возникают, как было показано выше, усилия обжатия бетона напрягаемой арматурой. Поэтому, помимо расчета на усилия, действующие при эксплуатации, монтаже и транспортировании (с учетом усилий обжатия), при проектировании предварительно напряженных конструкций необходимы также расчеты по прочности, деформациям (на выгиб) и трещиностойкости на усилия, возникающие в стадии изготовления (при обжатии конструкций).

Расчет по первой группе предельных состояний производится на воздействие: внешних расчетных нагрузок в сочетании с усилием предварительного обжатия; на усилия предварительного обжатия с учетом в необходимых случаях собственной массы и других нагрузок, действующих при изготовлении, транспортировании и монтаже элемента.

2.1. Изгибаемые элементы

В предельном состоянии напряжения в бетоне и арматуре при $\xi \leq \xi_R$ - достигает расчетных сопротивлений. Если напрягаемая арматура расположена в зоне, сжатой от внешних нагрузок, то в предельном состоянии напряжения в ней

$$\sigma_{sc} = \sigma_{scu} - \gamma_{sp} \sigma_{sp} \quad (1)$$

где: σ_{scu} – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны (при кратковременном действии нагрузки и $\gamma_{b2}=1$ $\sigma_{scu} = 400 \text{ МПа}$, $\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} < 1$); γ_{sp} —1,1 коэффициент точности предварительного натяжения; σ_{sp} -растягивающее предварительное напряжение в арматуре A_{sp} .

При $\gamma_{sp} * \sigma_{sp} < \sigma_{scu}$ напряжение σ_{sc} арматуре A'_{sp} будет сжимающим, и в этом случае σ_{sc} следует принимать не более расчетного сопротивления арматуры сжатию R_{sc} .

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны железобетонных элементов, армированных сталью, не имеющей площадки текучести, (как правило, применяемой в предварительно напряженных конструкциях) определяют по формуле, в которой напряжения в арматуре (МПа)

$$\sigma_{sp} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{sp} \quad (2)$$

где: σ_{sp2} - значение предварительного напряжения арматуры с учетом всех потерь; $\Delta\sigma_{sp}$ - дополнительные потери преднапряжений от неупругих деформаций арматуры при ее предварительном напряжении выше уровня упругой работы. Для стержневой арматуры классов А-IV÷АТ-VI

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500(\sigma_{sp}/R_s) - 1200 \geq 0 \quad (3)$$

а при других видах арматуры $\sigma_{sp} = 0$.

При получении формулы (2) были учтены следующие соображения. Если железобетонный элемент равнопрочен по сжатой и растянутой зонам, т.е. относительная высота сжатой зоны равна ξ_R , напряжение в арматуре, имеющей физический предел текучести, принимают равным σ_y (точка 1 на рис.1.): при отсутствии же площадки текучести - условному пределу текучести $\sigma_{0.2}$ (точка 2). Деформации, соответствующие напряжению $\sigma_{0.2} \cdot \xi_{0.2} = \sigma_{0.2}/E_s + 0.002$. Если эти деформации условно принять упругими (аналогично деформациям в начале площадки текучести точка 1), то соответствующие напряжению $\sigma_{sR} = \xi_s E_s = R_s + 0.002 E_s$. При предварительном напряжении арматуры до приложения внешней нагрузки напряжение σ_{sR} должно быть уменьшено на величину предварительного напряжения арматуры.

Из формулы (2) и анализа опытных данных следует, что с увеличением прочности арматуры и бетона уменьшается, а с повышением предварительного напряжения - возрастает (так как снижается доля удлинения арматуры, приходящейся на внешнюю нагрузку, и опускается нулевая линия).

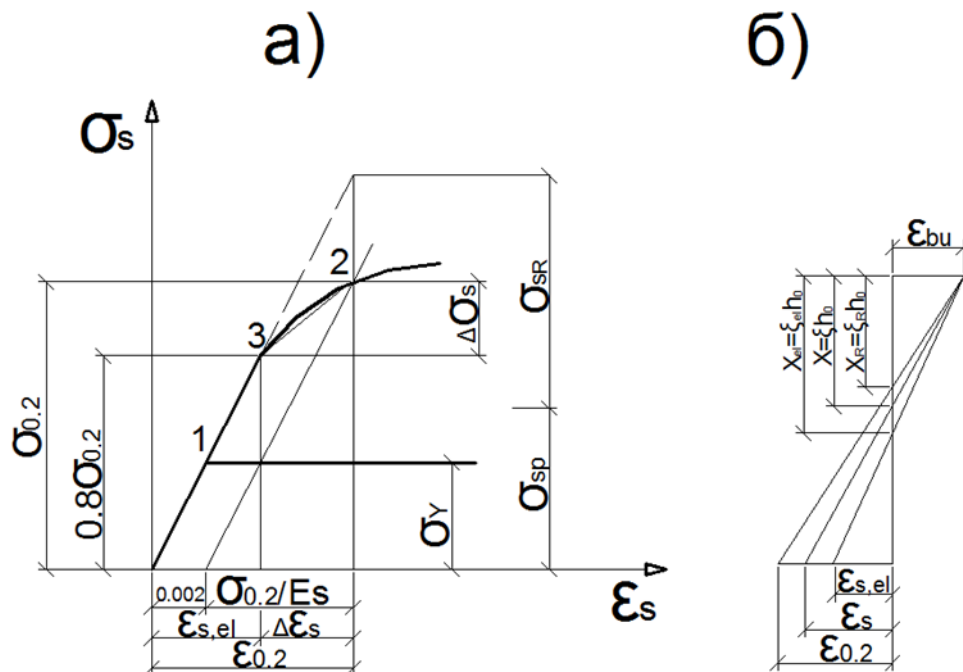


Рис 1. К расчету арматуры с условным пределом текучести.

При расчете железобетонных элементов армированных сталями, не имеющими площадки текучести, следует учитывать следующую особенность работы такой арматуры.

При разрушении конструкций, армированных такой сталью, и при $\xi < \xi_R$. напряжения в арматуру превышают условный предел текучести. Рост напряжений после достижения в арматуре величины $\sigma_{0.2}$ зависит от характера диаграммы растяжения сталей (от отношения $\sigma_{0.2}/\sigma_u$).

Так, стали классов А-IV и АТ-IV имеют более подъемную диаграмму растяжения за условным пределом текучести (более низкие значения $\sigma_{0.2}/\sigma_u$), чем стали классов А-V, Вр-II, К-7 и, следовательно, относительно больший резерв роста напряжений после достижения ими величины $\sigma_{0.2}$.

С уменьшением ξ (или процента армирования) деформации растянутой арматуры к моменту разрушения сжатой зоны увеличиваются (рис. 1б). В элементах с арматурой, не имеющей площадки текучести, это ведет к одновременному повышению напряжений. В нормах рост величины напряжения при $\xi < \xi_R$ учитывается умножением расчетных сопротивлений арматуры R_s на коэффициент γ_{sb} . Зависимость между γ_{sb} и ξ нелинейная, однако в целях упрощения в нормах принята линейная функция

$$\gamma_{sb} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta \quad (4)$$

где для арматуры классов А-IV и АТ-IV $\eta = 1,2$; классов А-V, АТ-V, В-Н, Вр- II, К-7 и К-19 $\eta = 1,15$; А-VI, АТ-VI и АТ-VII $\eta = 1,1$. В формуле (4) ξ и подсчитывают по расчетным значениям R . Нормальные сечения изгибаемых элементов при классов первом случае

($\xi \leq \xi_R$) рассчитывают по следующим формулам (рис.2):

$$M \leq R_B A_B z_B + R_{sc} A'_s z_s + \sigma'_{sc} A'_{sp} z_{sp}; \quad (5)$$

$$R_B A_B = \gamma_{sb} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} \quad (6)$$

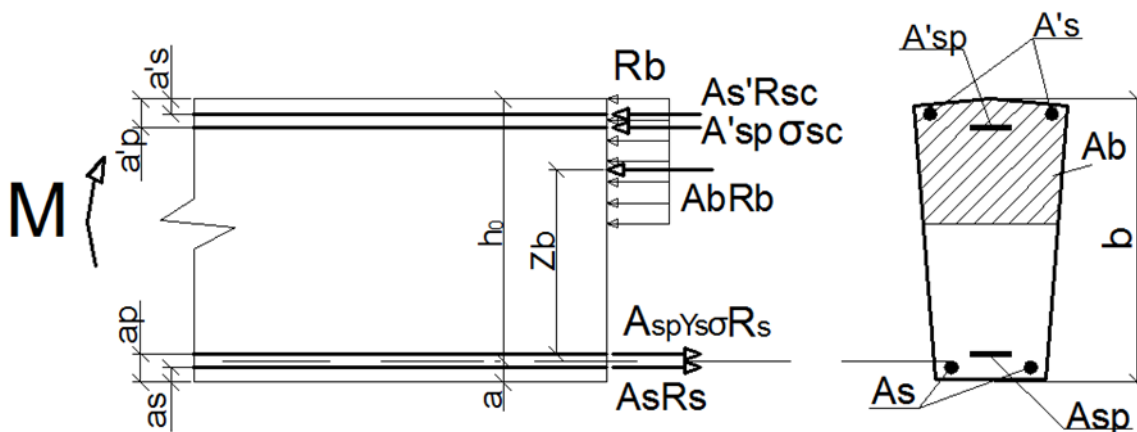


Рис 2. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении изгибаемой предварительно напряженного элемента при расчете на прочность.

где σ_{sc} - определяется по формуле (1); $z_s = h_0 - a'_s$; $z_{sp} = h_0 - a'_{sp}$; γ_{sb} по формуле (3). При втором случае ($\xi > \xi_R$) напряжения в арматуре не достигают расчетных сопротивлений и их находят по формуле

$$\sigma_s = \sigma_{sc,v} / (1 - \omega / 1.1) \times (\omega / \xi - 1) + \sigma_{sp} \quad (7)$$

где σ_{sp} - значение предварительного напряжения в рассматриваемой стадии работы элемента; остальные обозначения те же, что в приведенных формулах. Если вычисленные по формуле (7) напряжения в арматуре, не имеющей физического предела, текучести (стержневая классов А-IV, АТ-IV, А-V, АТ-V, АТ-VI, АТ-VII, проволоочная, канатная), окажутся выше βR_s (условного предела упругости), то напряжения

$$\sigma_s = [\beta + (1 - \beta) \times (\xi_{el} - \xi) / (\xi_{el} - \xi_R)] \times R_s < R_s \quad (8)$$

где ξ_R и ξ_{el} относительные высоты условной сжатой зоны, отвечающие достижению в арматуре напряжений, соответственно равных R_s и βR_s

Значение ξ_R вычисляют по известной формуле при напряжении в арматуре, найденном из выражения (2). При определении ξ_{el} в формулу для определения ξ_R подставляют $\sigma_{sR} = \beta R_s - \sigma_{sp}$

Использование формулы (7) ограничивается уровнем напряжений в арматуре, соответствующим βR_s , так как при более высоких напряжениях эта формула, полученная исходя из линейной зависимости $\sigma_s - \xi_s$, дает завышение величины напряжений (пунктирная линия на рис.1а). При $\sigma_s > \beta R_s$ действительная зависимость $\Delta \sigma_s - \Delta \xi_s$ заменяется прямой 2-3, уравнение которой представлено вторым слагаемым выражения, заключенного в квадратные скобки формулы (8). Относительной деформации арматуры ε_{02} соответствует высота сжатой зоны $x_R = \xi_R h_0$ а значению $\varepsilon_{s,el}$ - высота $x_{el} = \xi_{el} h_0$ (рис.1б). При промежуточных значениях деформаций (напряжений) относительная высота сжатой зоны изменяется в пределах $\xi_{el} - \xi_R$. Коэффициент β , определяющий уровень упругой работы стержневой арматуры классов А-IV÷А-VI, АТ-VII

$$\beta = 0,5 \sigma_{sp} / R_s + 0,4 \geq 0,8, \quad (9)$$

а при других видах арматуры принимается $\beta = 0,8$.

Прочность элементов при втором случае ($\xi < \xi_R$) рассчитывают по уравнениям (5) и (6) при напряжениях в арматуре A_s и A_{sp} , определяемых по формулам (1), (8), (9). С уменьшением значения ξ_R прирост прочности элемента при повышении армирования сверх граничного возрастает и может достигать существенных значений (15-20%).

Лекция 4. Расчет преднапряженных элементов по 2-й группе предельных состояний.

1. Трещиностойкость. Общие положения.
2. Сопротивление образованию трещин центрально растянутых элементов.
3. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.
4. Сопротивление раскрытию трещин. Общие положения расчета.

1. Трещиностойкость. Общие положения

Трещиностойкость – это сопротивление конструкции образованию трещин на стадии I или раскрытию трещин на стадии II деформирования. Существует три категории: 24 1) образование трещин недопустимо; 2) допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин; 3) допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин. Непродолжительное раскрытие трещин – это раскрытие под действием постоянной, длительной и кратковременной нагрузок; продолжительное – раскрытие под действием постоянной и длительной нагрузок. Предельную ширину раскрытия трещин $\sigma_{crs,u}$, продолжительных и непродолжительных, устанавливают в зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкции в пределах 0,05 – 0,4 мм.

2. Сопротивление образованию трещин центрально растянутых элементов.

Расчёт сводится к проверке условия

$$N \leq N_{crc} \quad (1)$$

N - продольная сила от действия внешних нагрузок; N_{crc} - продольное усилие,

воспринимаемое сечением элемента перед образованием трещин.

Если условие (1) соблюдается, то трещиностойкость конструкции обеспечена.

Усилие N_{crc} определяется по напряжениям, возникающим в бетоне и арматуре

поперечного сечения конструкции перед образованием трещин.

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot (A + 2\alpha (A_s + A_{sp})) + P, \quad (2)$$

A - площадь поперечного сечения элемента, $\alpha = E_s/E_b$;

A_s - площадь поперечного сечения ненапрягаемой арматуры;

A_{sp} - площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры;

P - усилие предварительного обжатия принимается равным равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре.

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s, \quad (3)$$

$R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление растяжению для предельных состояний второй группы, МПа

σ_{sp} – величина предварительного напряжения

σ_s – напряжения в ненапрягаемой арматуре преднапряженных элементов.

Для элемента без предварительно напряженной арматуры при определении N_{crc} значение $P = -\sigma_s \cdot A_s$, отсюда можно сделать очень важный вывод. Вызванное ползучестью и усадкой бетона сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре (σ_s) снижает сопротивление образованию трещин железобетонного элемента.

3. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин, нормальных продольной оси элемента
Трещины не возникают, если выполняется условие

$$M \leq M_{crc}$$

Момент образования трещин M_{crc} определяется с учетом неупругих деформаций бетона растянутой зоны. Принимают следующие предпосылки: 1) поперечные сечения элемента при деформировании остаются плоскими; 2) в сжатой зоне бетон работает упруго – по закону Гука; 3) в растянутой зоне напряжения в бетоне возрастают упруго до величины $R_{bt, ser}$, при больших деформациях остаются постоянными. В этих расчетах принимается коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.38$ 4) деформация крайнего растянутого волокна равна предельному значению ϵ_{btu} , ϵ при кратковременном действии нагрузки; при двузначной эпюре деформаций в сечении ϵ_{btu} , $\epsilon = 0,00015$; 5) арматура деформируется упруго.

В зависимости от назначения и условий эксплуатации к конструкциям предъявляют различные требования по трещиностойкости. Их разделяют на три категории:

- 1) образование трещин недопустимо;
- 2) допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин;
- 3) допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин.

Непродолжительное раскрытие – это раскрытие под действием постоянных и временных нагрузок; продолжительное – под действием нагрузок постоянных и длительной части временных.

При расчете на раскрытие трещин записывают условие

$$a_{срс} \leq a_{срс,u} ,$$

где $a_{срс}$ - раскрытие трещин под действием внешних сил;

$a_{срс,u}$ – предельно допустимое раскрытие трещин, устанавливаемое нормами для продолжительного и непродолжительного раскрытия раздельно.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют, прибавляя к продолжительному раскрытию разность непродолжительного раскрытия от полных и длительных нагрузок:

$$a_{срс} = a_{срс,1} + a_{срс,2} - a_{срс,3} ,$$

где $a_{срс,1}$ - продолжительное раскрытие трещин; $a_{срс,2}$ - раскрытие от непродолжительного действия постоянных и временных нагрузок; $a_{срс,3}$ - раскрытие от непродолжительного действия нагрузок постоянных и длительной части временных.

4. Сопротивление раскрытию трещин. Общие положения расчета

После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит их раскрытие (стадия II напряжённо деформированного состояния).

Расчёт по раскрытию трещин осуществляется для следующих конструкций:

- не подвергаемых предварительному напряжению;
- для предварительно напряжённых железобетонных элементов, относящихся к 3-ей категории трещиностойкости, проводится проверка на непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин;

- для предварительно напряжённых элементов 2-й категории трещиностойкости выполняется проверка на кратковременное раскрытие трещин и последующий расчёт на их закрытие.

Расчёт железобетонных элементов по раскрытию трещин, а также их закрытию для элементов 2-й категории трещиностойкости выполняют на действие нагрузок с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f=1$ (нормативные нагрузки) по стадии II напряжённо деформированного состояния.

Сущность расчёта по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси, заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры (a_{crc}) и сравнении её с предельной шириной раскрытия $[a_{lim}]$

$$a_{crc} \leq [a_{lim}], \quad (1)$$

Если условие (1) соблюдается, то конструкция удовлетворяет требованиям по ширине раскрытия трещины.

Ширина раскрытия трещины (a_{crc}) определяется на уровне растянутой арматуры.

Предельная ширина раскрытия трещин $[a_{lim}]$ (продолжительная и непродолжительная) зависит от класса арматурной стали, условий работы конструкции, вида действующей нагрузки и установлена нормами в пределах 0,1...0,4 мм. Она принимается по табл.2 СНиП 2.03.01-84. «Бетонные и железобетонные конструкции».

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории по трещиностойкости, ширина непродолжительного раскрытия трещин определяется при суммарном воздействии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории по трещиностойкости, ширина продолжительного раскрытия трещин определяется от действия постоянных и длительных нагрузок. Ширина непродолжительного раскрытия трещин (a_{crc})

определится по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \quad (2)$$

где a_{crc1} - ширина раскрытия трещины от непродолжительного действия всей нагрузки;

a_{crc2} - ширина раскрытия трещины от непродолжительного действия постоянной и длительно действующей нагрузки;

a_{cr3} - ширина раскрытия трещины от постоянной и длительно действующей нагрузок.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной l_{cr} , т.е.

$$a_{cr} = \epsilon_{sm} \times l_{cr} - \epsilon_{btm} \times l_{cr} \quad (3)$$

где ϵ_{btm} - средние деформации растянутого бетона на участке между трещинами;

ϵ_{sm} - средние деформации растянутой арматуры.

Средней деформацией растянутого бетона ϵ_{btm} , как величиной малой в сравнении со средней деформацией растянутой арматуры ϵ_{sm} , обычно пренебрегают и принимают

$$a_{cr} = \epsilon_{sm} \times l_{cr} \quad (4)$$

Если обозначить отношение средних деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к деформациям арматуры в сечении с трещиной коэффициентом ψ_s , то выражение (4) можно переписать:

$$\psi_s = \epsilon_{sm} / \epsilon_s \leq 1, \quad (5)$$

или ширина раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{cr} = \psi_s \times \epsilon_s \times l_{cr} = \psi_s \times (\sigma_s / E_s) \times l_{cr} \quad (6)$$

Как видно из формулы (6), на ширину раскрытия трещин влияют следующие факторы: коэффициент ψ_s , зависящий от сцепления арматуры с бетоном; напряжение в арматуре в сечении с трещиной σ_s , а также расстояние между трещинами l_{cr} .

Нормативные документы разных стран рекомендуют определять ширину раскрытия трещин по своим эмпирическим зависимостям.

Согласно СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции» рекомендуется определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, на уровне оси растянутой арматуры по эмпирической формуле

$$a_{cr} = 20 (3,5 - 100 \mu) \times \delta \times \eta \times \phi_l (\sigma_s / E_s) \times \sqrt[3]{d} \quad (6)$$

где δ - коэффициент, принимаемый для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов, равным 1, для растянутых 1,2;

ϕ_l - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, при кратковременном действии нагрузки $\phi_l = 1$; при продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок, а также многократно повторяющейся нагрузки - для тяжелого бетона $\phi_l = 1.6 - 1.5\mu$;

η - коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной растянутой арматуры: для стержневой арматуры периодического профиля $\eta = 1$; для стержневой арматуры гладкой 1,3; для проволочной арматуры и канатов $\eta = 1,2$; для гладкой проволоки классов В-I, В-II – $\eta = 1,4$;

μ - коэффициент армирования сечения, принимается не более 0,02;

d - диаметр арматуры в мм;

σ_s - напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной или, при наличии предварительного напряжения, приращение напряжений от действия внешней нагрузки.

Как видно из формулы (6), на ширину раскрытия трещин влияют следующие факторы: коэффициент ψ_s , зависящий от сцепления арматуры с бетоном; напряжение в арматуре в сечении с трещиной σ_s , а также расстояние между трещинами l_{crs} .

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, при армировании хомутами, нормальными к продольной оси, в изгибаемых элементах определяется по формуле

$$a_{crs} = \phi l \times [(0,6 \times \sigma_{sw} \times d_w \times \eta / (E_s \times d_w / h_0 + 0,15 \times E_b (1 + 2 \alpha \mu_w))]; \quad (7)$$

$$\sigma_{sw} = (Q - Q_{b1} / A_{sw} \times h_0) \times s \leq R_s \text{ сер}, \quad (8)$$

где σ_{sw} - напряжения в хомутах; Q – действующая поперечная сила;

Q_{b1} – поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры, определяемая по формулам: $Q \leq 2,5 R_{bt} \times b \times h_0$; $Q \leq \phi_{b4} (1 + \phi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c$ при замене R_{bt} на $R_{bt,ser}$ (при этом коэффициент ϕ_{b4} умножают на 0,8); c - расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры; d_w - диаметр поперечной арматуры; $\mu_w = A_{sw} / s \times b$ – коэффициент армирования хомутами или поперечными стержнями; s – шаг хомутов; ϕl – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; (кроме $\phi l = 1,5$ для тяжелого бетона при длительном действии нагрузки).

Лекция 5. Расчет прочности преднапряженных растянутых элементов

1. Расчет прочности преднапряженных центрально-растянутых элементов.
2. Расчет прочности внецентренно-растянутых преднапряженных элементов.

1. Расчет прочности преднапряженных центрально-растянутых элементов.

Прочность центрально-растянутых элементов, в общем случае имеющих в составе сечения предварительно напрягаемую и ненапрягаемую арматуру с площадями сечения соответственно A_{sp} и A_s , рассчитывают по условию

$$N = \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s \quad (1)$$

где γ_{s6} - коэффициент, учитывающий условия работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, принимаемый равный $\eta = 1,17-1,2$ в зависимости от класса арматуры. В элементах с напрягаемой арматурой без анкеров необходимо проверить прочность сечений элемента в пределах длины зоны передачи напряжений. Расчетное сопротивление арматуры здесь принимают сниженным, определяя его умножением R_s на коэффициент $\gamma_{s6} = \ell_x / \ell_p$, где ℓ - расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения арматуры в пределах этой зоны; ℓ_p - полная длина зоны передачи напряжений.

Длина зоны передачи напряжений ℓ_p зависит от величины предварительного напряжения σ_{sp} , прочности бетона в момент его обжатия R_{br} , вида арматуры и бетона, режима спуска натяжения. С увеличением прочности бетона и уменьшением σ_{sp} величина ℓ_p снижается.

2. Расчет прочности внецентренно-растянутых преднапряженных элементов

Внецентренно-растянутые предварительно напряженные элементы рассчитывают, также как и обычные, по формулам, приведенным разделе 3. В общем случае, если в сечении элемента имеются предварительно напряженная и ненапрягаемая арматуры, в правой части формул (3.1) (3.9) записываются дополнительные слагаемые, учитывающие усилия к напрягаемым арматурам A_{sp} и A'_{sp} . А если элемент армирован только напрягаемой арматурой, в указанных формулах ненапрягаемая арматура A_{sp} и A'_{sp} заменяется на напрягаемую A_{Sp} и A'_{Sp} , а расчетные сопротивления арматур R_s и R_{Sc} - на $\gamma_{sb}R_s$ и σ_{Sc} . Значения γ_{sb} и σ_{sc} определяют точно также, как и для изгибаемых элементов (формулы (4.21) и (4.19))

Наклонные сечения предварительно напряженных элементов рассчитывают аналогично расчету обычных железобетонных элементов. Отличие заключается в том, что при расчете поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны Q_b , учитывается с помощью коэффициента η влияние усилия обжатия P (формулы (1.47)). Для конструкций с напрягаемой арматурой, не имеющей по концам анкеров при расчете наклонных сечений следует учитывать, что сцепление напрягаемой арматуры с бетоном на участке длины зоны передачи напряжений может быть нарушено. При расчете наклонных сечений, начинающихся на длине участка l_P , напряжения в арматуре (продольной и поперечной) принимаются линейно возрастающими от нуля в начале зоны анкерования до σ_{sp} или R_s в конце участка.

Особенностью расчета предварительно напряженных железобетонных конструкций является также необходимость проверки прочности на местное сжатие (смятие) участков элемента, подвергающихся действию значительных сосредоточенных усилий, например, торцевых участков под анкерными устройствами напрягаемой арматуры.

При проверке прочности центрально- или внецентренно-обжатого элемента в стадии изготовления, транспортировки и монтажа усилия обжатия вводят в расчет как внешние силы. При определении усилий обжатия учитывают снижение предварительного напряжения в арматуре как вследствие потерь, происходящие до окончания обжатия бетона σ_{l0} и σ_{s1} так как и в результате деформации сжатия бетона.

К внецентренно растянутым относят элементы, подверженные одновременному действию продольной растягивающей силы и

изгибающего момента. В зависимости от положения внешней растягивающей силы N относительно центров тяжести арматур S и S'

различают два случая расчета – малых и больших эксцентриситетов. Предельное состояние по несущей способности элемента любого

симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии и работающих по первому случаю, то есть при $e' \leq h_0 - a'$ характеризуется тем, что бетон в элементах пересечен сквозными трещинами вследствие того, что все сечение растянуто. Поэтому внешнему усилию сопротивляется лишь продольная арматура. Элемент разрушается когда напряжения во всей арматуре достигнут предельных значений. Несущая способность в этом случае проверяется по условиям:

$$\sum M_{i(A_z)} = 0 : Ne \leq \eta R_{sp} A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s) ; \quad (1)$$

$$\sum M_{i(A'_z)} = 0 : Ne' \leq \eta R_{sp} A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_s A_s (h'_0 - a_s) ; \quad (2)$$

здесь

$$h'_0 = h - a' ; a' = (R_s A'_s a'_s + R_{sp} A'_{sp} a'_p) / (R_s A'_s + R_{sp} A'_{sp}) . \quad (3)$$

В элементах работающих по случаю 2, то есть при $e' > h_0 - a'$, предельное состояние по несущей способности сечений подобно изгибаемым конструкциям. Здесь часть сечения, удаленная от линии действия силы N , сжата, противоположная часть – растянута. Очевидно, что при наличии трещин в бетоне растянутой зоны соответствующие усилия воспринимаются арматурой. Несущая способность элемента определяется сопротивлением растяжению арматуры и предельным сопротивлением сжатой зоны бетона и ненапрягаемой арматуры, установленной в сжатой зоне. При наличии предварительно напряженной арматуры в сжатой зоне напряжения в ней σ_{sc} не достигают предельного сопротивления и определяются также как для изгибаемых элементов

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp} , \quad \text{где } \gamma_{sp} > 1, \sigma'_{sp} - \text{принимается с учетом всех потерь.}$$

Несущая способность прямоугольных сечений во втором случае определяется по формуле

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) , \quad (4)$$

или

$$Ne \leq A_0 R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (5)$$

При этом высота сжатой зоны вычисляется из уравнения

$$N = R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_b b x - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}, \quad (6)$$

или

$$N = R_s A_s + \gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_b b h_0 \xi - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}, \quad (7)$$

где

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta. \quad (8)$$

Условие высоты сжатой зоны (6) справедливо при $x \leq \xi_R h_0$, если же из уравнения (6) получим, что $x > \xi_R h_0$, то в условии (5) A_0 следует заменить на A_R .

ТЕМА 2. Предварительно напряженные металлические конструкции

Лекция 6. Преднапряженные металлические балки

1. Цели и идеи предварительного напряжения металлических конструкций.
2. Работа и расчет прочности преднапряженных металлических балок.
3. Проверка жесткости преднапряженных металлических балок

1. Цели и идеи предварительного напряжения металлических конструкций

Предварительное напряжение — один из приемов увеличения эффективности использования материала конструкций. С его помощью удастся уменьшить расход металла на балку на 10 — 20 %, а стоимость конструкции — на 5—12 %, понизить строительную высоту балки, добиться более рационального распределения материала по длине балки и т.п. Эффективность предварительного напряжения объясняется тем, что в конструкции во время ее возведения создаются предварительные напряжения, обратные по знаку напряжениям от нагрузки. Во время работы конструкции эти предварительные напряжения используются в первую очередь, и только после их исчерпания материал начинает воспринимать основные напряжения вплоть до значений расчетного сопротивления.

Таким образом, предварительное напряжение увеличивает протяженность упругой работы основного материала конструкции. Дополнительным источником экономии стоимости предварительно напряженных балок служит то, что применяемые для создания предварительного напряжения высокопрочные материалы, частично

заменяющие основной материал конструкции, относительно дешевле обычной конструкционной стали.

Существует несколько приемов создания предварительного напряжения в балках, и каждый из них влияет на конструктивную форму балки.

Предварительное напряжение можно создать изгибом отдельных элементов в пределах их упругой работы в направлении, противоположном их прогибу под нагрузкой, с последующим соединением изогнутых элементов между собой продольными швами. После освобождения конструкции от принудительного изгиба в ней остаются предварительные напряжения, обратные по знаку напряжениям от нагрузки. Такой прием увеличивает область упругой работы балки, причем напряжения в ней достигают размера, соответствующего пластическому шарниру, минуя упругопластическую стадию работы.

Наиболее часто предварительное напряжение осуществляют высокопрочной затяжкой, помещаемой вблизи растянутого пояса балки, в разрезных балках — в средней части нижнего пояса, в неразрезных — в пролетной части у нижнего пояса и на участках верхнего пояса у промежуточных опор.

Затяжка превращает балку в статически неопределимую систему. Под действием внешней нагрузки несущая способность ее повышается, во-первых, потому, что сначала в ней исчерпываются предварительные напряжения, что увеличивает область упругой работы материала балки, а во-вторых, потому, что балка с затяжкой работает как статически неопределимая система и растягивающее усилие в затяжке, складывающееся из предварительного натяжения и самонапряжения под нагрузкой, уравнивается усилиями от сжимающих напряжений в балке. В результате в такой балке образуется дополнительный момент внутренних сил, уравнивающий часть внешнего изгибающего момента.

Значительное суммарное растягивающее усилие в затяжке от ее предварительного натяжения и от действия внешней нагрузки делают рациональным изготовление ее из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков проволоки и т.п.).

Наиболее полно разработаны вопросы предварительного напряжения однопролетных балок высокопрочной затяжкой. Пример конструктивного решения такой балки показан на рис.1. В этих балках принимают несимметричное сечение с уменьшенным нижним поясом, так как напрягающая затяжка частично заменяет его работу. Сам нижний пояс изготавливают из листа или профильного металла — труб, уголков, швеллеров, что улучшает его работу на сжатие во время предварительного напряжения.

Затяжки имеют анкерные крепления на концах в виде колодки с пробкой, стаканов, заливаемых легкоплавким сплавом, стаканов с клиньями или стаканов с пластическим обжатием троса. Затяжки размещают вблизи

нижнего пояса. Во всех случаях затяжку свободно пропускают через направляющие устройства, приваренные к поясу балки на расстояниях 1 — 2 м друг от друга. Эти направляющие устройства создают благоприятные условия для сжатого в процессе предварительного напряжения нижнего пояса и предохраняют его от возможной потери устойчивости из плоскости балки. Длину затяжки принимают меньше длины балки и располагают ее только под теми участками, где само сечение балки без предварительного напряжения не может воспринять действующий в этом месте расчетный момент от внешней нагрузки. В месте анкерного закрепления затяжки на балку передаются большие сосредоточенные силы, вызывающие значительные местные напряжения в стенке и поясе балки. Это место усиливают постановкой дополнительных ребер жесткости и специальных упорных пластин, усиливающих стенку балки.

2. Работа и расчет прочности преднапряженных металлических балок

Расчет балки в наиболее напряженном сечении, обычно в середине пролета, ведут в два этапа: проверяют прочность и устойчивость балки во

расчет напряженной балки под нагрузкой. Эпюры возникающих при этом нормальных напряжений показаны на рис.1.

Подробнее компоновку, работу и расчет предварительно напряженных балок см. в книгах [2.3].

Балки с гибкой стенкой

Известно, что если в балке двутаврового сечения, работающей на изгиб, уменьшать толщину стенки (увеличивать ее гибкость), то часть момента, воспринимаемая поясами, увеличивается и суммарная площадь сечения поясов и стенки, найденная из условия прочности, уменьшается. Препятствием значительному увеличению гибкости стенки обычно служит потеря местной устойчивости стенкой и нежелание усложнять конструкцию балки устройством продольных ребер жесткости. Однако наблюдения за работой тонкой стенки в балке, имеющей вертикальные ребра жесткости, показывают, что стенка, потеряв устойчивость, образует складки между ребрами, направленные вдоль главных растягивающих напряжений («закритическая» работа стенки), и балка продолжает нести действующую на нее нагрузку. Балка при этом как бы превращается в раскосную ферму, в которой роль растянутых раскосов выполняют растянутые участки стенки, а роль сжатых стоек — ребра жесткости.

Таким образом, используя закритическую работу стенки, можно делать балки более тонкостенными и, следовательно, достигнуть экономии металла.

Работа и расчет таких балок, где $6 < \lambda_{СТ} < 13$, существенно отличается от традиционных балок с устойчивой стенкой. В тонкостенной балке ребра жесткости рекомендуется ставить на расстояниях $(1 \dots 1,5)h_{СТ}$ и каждый отсек проверять на действие M и Q . При действии на отсек сдвига и изгиба внешний изгибающий момент, вызывающий силы N_f в поясах, воспринимается поясами и работающей совместно с ними припоясной частью стенки. Поперечная сила воспринимается, как и при чистом сдвиге, стенкой и поясами, вызывая в стенке растяжение, а в поясах — местный изгиб M_f . Поэтому проверка несущей способности пояса ведется по внецентренному сжатию от действия сил N_f и M_f а стенки — по приведенным напряжениям от действия растягивающих, сжимающих и касательных напряжений.

Полное исчерпание несущей способности отсека может произойти:

вследствие развития пластической деформации в диагональной полосе стенки с образованием пластических шарниров в пролетном и надпорном сечении пояса;

вследствие потери устойчивости сжато-изогнутым поясом в плоскости или перпендикулярно плоскости стенки балки; вследствие местной потери устойчивости свеса сжато-изогнутого пояса. Промежуточные ребра жесткости работают и проверяются на действие внешней местной нагрузки и действие сжимающих или растягивающих сил, вызванных диагональными растягивающими и сжимающими напряжениями в примыкающих к ребру участках стенки.

3. Проверка жесткости преднапряженных металлических балок

Прогиб балки в середине пролета определяют от действия нормативных нагрузок и по «Инструкции по проектированию предварительно напряженных стальных конструкций», его следует отсчитывать от хорды, соединяющей опоры балки. При определении прогиба необходимо учитывать обратный выгиб балки от усилий предварительного натяжения и от самонатяжения затяжки. Тогда

$$f = f_p - f_x - f_{x1} \leq [f], \quad (1)$$

где f_p – прогиб балки от действия нормативных нагрузок без учета работы затяжки; f_x и f_{x1} – обратные выгибы балки соответственно от усилий предварительного натяжения и самонатяжения затяжки; $[f]$ – предельный прогиб балки по СП.

Обратный выгиб балки от усилий в затяжке определяется по формуле

$$f_x = X \cdot h_a (2 \ell \ell_a - \ell_a^2) / 8 E I_0 \quad (2)$$

Весьма существенно для преднапряженных балок проверка местной устойчивости стенки, причем наиболее опасной может оказаться область стенки вблизи нижнего пояса, так как в процессе предварительного напряжения здесь будет действовать наиболее неблагоприятная эпюра сжимающих напряжений.

В предварительно напряженных балках, также как и в обычных балках, в отдельных случаях может быть допущено развитие пластических деформаций, но только в самой балке. Пластические деформации в затяжке не допускаются, так как текучесть затяжки, мгновенно наступающая по всему сечению, приводит к недопустимому развитию деформаций балки. Развитие пластических деформаций в предварительно напряженных балках ограничивается теми же условиями, что и в обычных балках. Предварительное напряжение балок из алюминиевых сплавов стальными затяжками дает значительно больший эффект, чем в стальных балках, благодаря большему модулю упругости и меньшей стоимости стальной затяжки по сравнению с материалом алюминиевой балки. Однако в этом случае надо учитывать менее благоприятную местную устойчивость балки из алюминиевого сплава и температурные напряжения,

возникающие вследствие различных коэффициентов линейного расширения алюминия и стали.

Лекция 7. Преднапряженные металлические фермы

1. Конструктивные решения и работа преднапряженных металлических ферм.

2. Основы расчета преднапряженных ферм с затяжками из высокопрочных материалов.

1. Конструктивные решения и работа преднапряженных металлических ферм

В фермах предварительное напряжение может осуществляться затяжками, в неразрезных фермах — смещением опор. Для разрезных ферм основным способом создания предварительного напряжения является натяжение их затяжками из высокопрочных материалов (стальных канатов, пучков высокопрочной проволоки и т. п.). Затяжки следует размещать так, чтобы в результате их натяжения в наиболее нагруженных стержнях фермы возникли усилия,

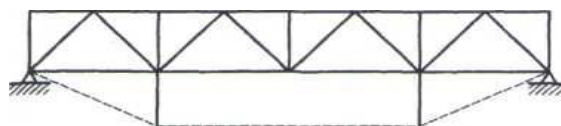
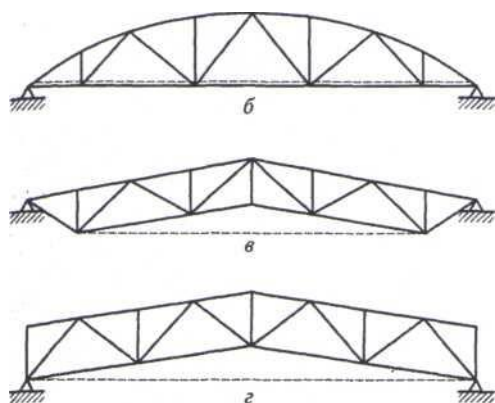


Рис.1.Размещение затяжек в предварительно напряженных фермах: *а* - преднапряжение в пределах отдельных панелей; *б* - на всей длине нижнего пояса; *в* и *г* - «арка с затяжкой»; *д* - шпренгельный тип.

обратные по знаку усилиям от внешней нагрузки. Схема размещения затяжек определяет характер предварительного напряжения и работы фермы.

Можно размещать затяжки в пределах длины отдельных стержней, работающих под нагрузкой на растяжение, создавая в них предварительное напряжение сжатия (рис. 1).

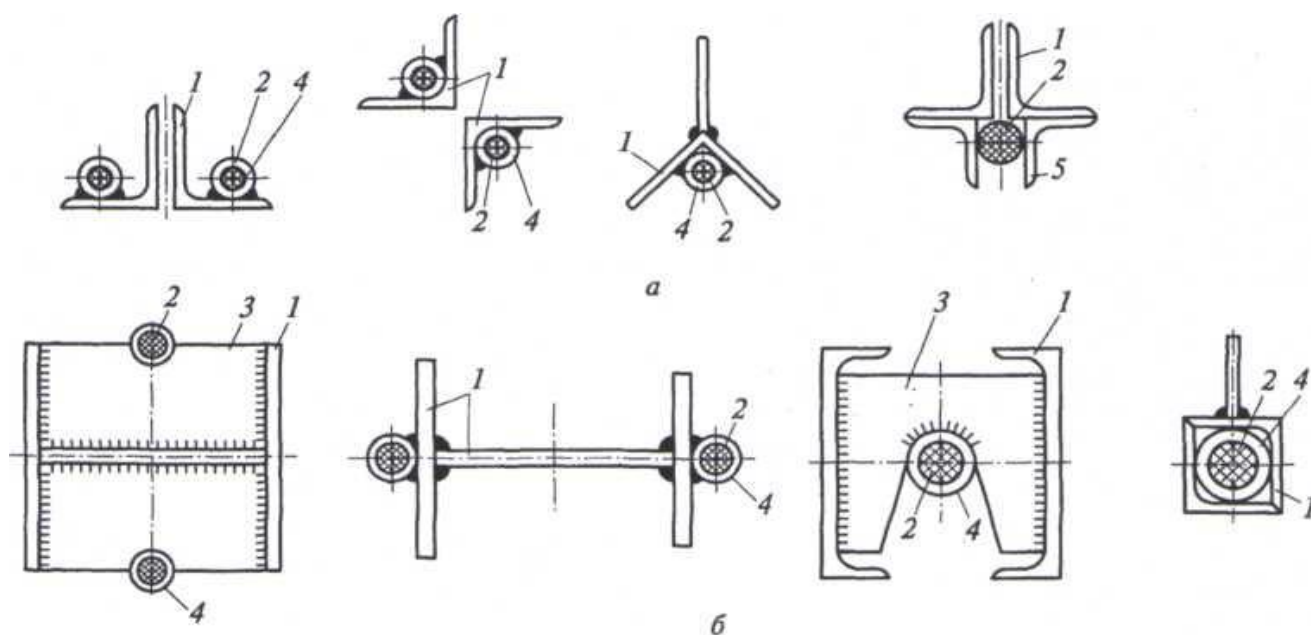
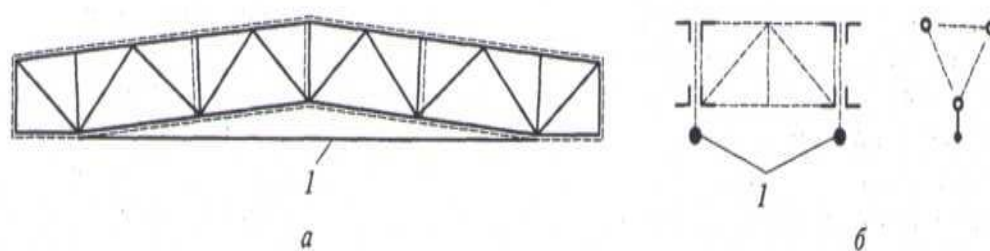


Рис. 3. Размещение затяжек по сечению стержней в легких (а) и тяжелых



(б) фермах: 1 — стержень; 2 — затяжка; 3 — диафрагма; 4 — отрезок трубы; 5 — отрезок уголка

Рис. 3. Компоновка пространственных блоков при выносных затяжках. а-схема фермы; б – поперечные сечения; 1- затяжка.

Этот способ может быть эффективен лишь для тяжелых ферм, у которых каждый стержень представляет собой отправочный элемент. Тогда предварительное напряжение стержней осуществляется на заводе.

В фермах, пояс которых (работающий на растяжение) имеет значительный удельный вес по расходу металла, можно с помощью одной затяжки создать сжимающее предварительное напряжение во всех панелях пояса и тем самым значительно уменьшить его вес.

Примером может служить сегментная ферма, у которой решетка имеет небольшие усилия, а в работу верхнего пояса могут быть включены конструкции покрытия, например, железобетонный или металлический настил (рис.1, б).

В легких фермах наиболее эффективна схема типа арки с затяжкой (рис.1, в, г). По этой схеме натяжением затяжки создается предварительное напряжение во всех стержнях фермы, причем наиболее тяжелые элементы — верхний и нижний пояса — получают разгружающие усилия от натяжения затяжки.

Возможны выносные затяжки (рис.1, д), разгружающее воздействие которых на стержни фермы может быть особенно значительным. Однако по условиям компоновки сооружения и транспортирования, а также с учетом габаритов выносную затяжку не всегда можно применить.

При размещении вдоль нижнего пояса затяжка по длине соединяется диафрагмами с поясом и обеспечивает его устойчивость во время предварительного напряжения, когда нижний пояс получает сжимающие усилия (рис.2).

При выносных затяжках и в схеме «арка с затяжкой» необходимо принять меры для обеспечения устойчивости нижнего пояса в процессе предварительного напряжения. В этом случае следует осуществлять натяжение затяжки в проектном положении, когда ферма раскреплена связями, или же производить на земле укрупнительную сборку монтажного блока из двух спаренных ферм, после чего выполнять натяжение и подъем (рис.3а). В пространственных системах ферм, например треугольного сечения, также можно производить натяжение внизу, так как нижний пояс закреплен от потери устойчивости (рис. 3б).

В зависимости от последовательности предварительного напряжения работа фермы состоит из нескольких этапов (рис. 4). В простейшем случае на первом этапе создается предварительное напряжение, на втором ферма загружается эксплуатационной нагрузкой. Более эффективным способом является загрузка фермы на первом этапе частью постоянной нагрузки, затем создание предварительного напряжения и на третьем этапе загрузка фермы оставшейся частью постоянной и временной нагрузок.

Наиболее эффективно многоступенчатое предварительное напряжение: первый этап — частичное предварительное напряжение; второй — загрузка частью постоянной нагрузки; третий — повторное натяжение затяжки; четвертый — загрузка оставшейся частью постоянной нагрузки; пятый — еще одно натяжение затяжки; шестой — загрузка временной эксплуатационной нагрузкой.

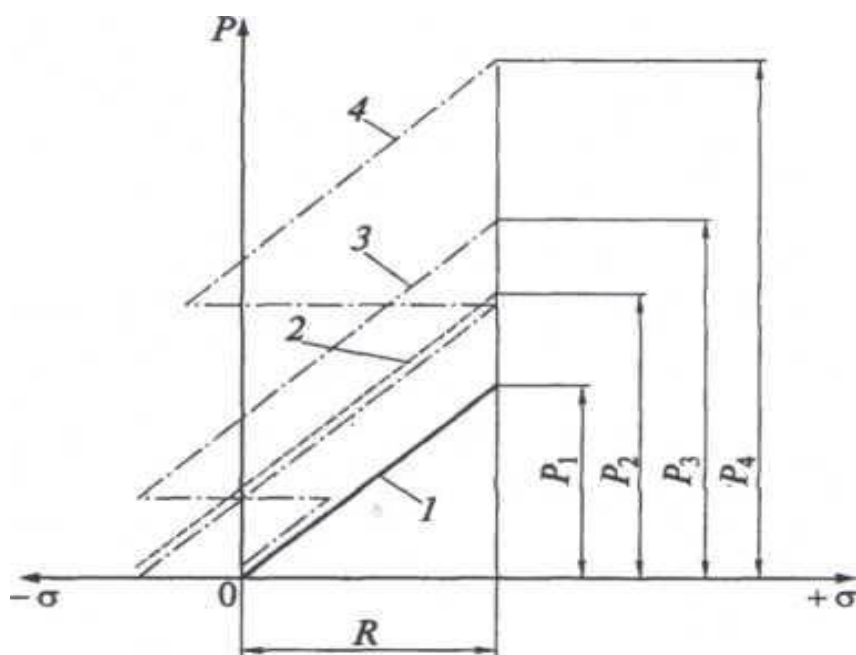


Рис.4. Работа стержня при различной последовательности предварительного напряжения и загрузки фермы:

- 1 — без предварительного напряжения;
- 2 — предварительное напряжение — нагрузка;
- 3 — нагрузка — предварительное напряжение — нагрузка;
- 4 — предварительное напряжение — нагрузка, предварительное напряжение — нагрузка.

При рационально выбранной схеме фермы и способе предварительного напряжения можно получить экономию стали 25 — 30 %.

Сечения стержней в предварительно напряженных фермах могут быть такими же, как и в обычных. При предварительном напряжении отдельных стержней затяжки должны размещаться симметрично относительно вертикальной оси стержня. По конструктивным соображениям они часто проектируются из двух ветвей.

Основы расчета и конструирования предварительно напряженных ферм изложены в спецкурсе [6].

2. Основы расчета преднапряженных ферм с затяжками из высокопрочных материалов

При предварительном напряжении отдельных стержней фермы в целом работают как обычные стержневые системы и рассчитываются по общим правилам. В предварительно напряженных растянутых стержнях часть усилия воспринимается затяжкой, а часть – самим стержнем.

Исходя из полного использования расчетных сопротивлений материалов стержня и затяжки можно рассчитать:

сечение стержня

$$A_{ст} = N \times \left[\frac{R_3 - m(\sigma_1 + R_{ст})}{(\sigma_1 + R_{ст})(R_3 - R_{ст})} \right];$$

сечение затяжки

$$A_z = N \times \left[\frac{1}{R_3} - \frac{R_{ст} - mR_{ст}/R_3(\sigma_1 + R_{ст})}{(\sigma_1 + R_{ст})(R_3 - mR_{ст})} \right],$$

где N – расчетное усилие в стержне фермы; $R_{ст}$ и R_3 – расчетное сопротивление стержня и затяжки; σ_1 – величина предварительного напряжения стержня;

$m = E_z/E_{ст}$ – отношение модуля упругости затяжки и модуля упругости стержня.

Величиной предварительного напряжения стержня можно в первом приближении можно задаться в пределах $\sigma_1 = (0.7 \dots 0.9)R_{ст}$.

Фермы с затяжками, создающими предварительное напряжение сразу в нескольких стержнях, рассчитывают на внешние нагрузки как статически неопределимые. За лишнее неизвестное удобно принимать усилие в затяжке. Если предварительное напряжение осуществляется до приложения нагрузки, то расчет ведется в такой последовательности. Определяются усилия в стержнях и основной системе от нагрузки N_p и от предварительного напряжения.

В первом приближении величину усилия предварительного напряжения затяжки можно принять: для ферм арочного типа $N_z = (0.4 \dots 0.5) N_p^{\max}$, для ферм с затяжкой вдоль нижнего пояса $N_z = (0.7 \dots 0.8) N_p^{\max}$, ($N_p^{\max}$ – максимальное усилие в нижнем поясе, получаемое из основной системы от расчетной нагрузки).

Сечение стержней подбирается по тому из двух усилий, по которому получается большее сечение: 1) $N_{ст.з}$ в стадии предварительного напряжения; 2) $N_{ст.з} - 0.9N_p$ или $N_{ст.з} + 1.1 N_p$ в стадии работы под нагрузкой. Сечение затяжки подбирается по усилию, равному $1.5 N_z$.

После предварительного подбора сечения стержней ферму рассчитывают на действие нагрузки как статически неопределимую систему по [6].

Тема 3. Армированные деревянные конструкции

Лекция 8. Армированные деревянные балки и колонны

1. Армированные клееные деревянные балки. Основы конструирования и расчета.
2. Клееные армированные колонны и стойки.

1. Армированные клееные деревянные балки. Основы конструирования и расчета

В целях рационального использования высокосортной древесины, повышения жесткости изгибаемых элементов, а также в тех случаях, когда есть ограничения по высоте сечения конструкций рекомендуется применять армированные клееные деревянные балки. Исследования в области армированных клееных деревянных конструкций (балок, рам, арок) ведутся: в России в Москве (ЦНИИСК им. Кучеренко), Владимире, Иркутске и

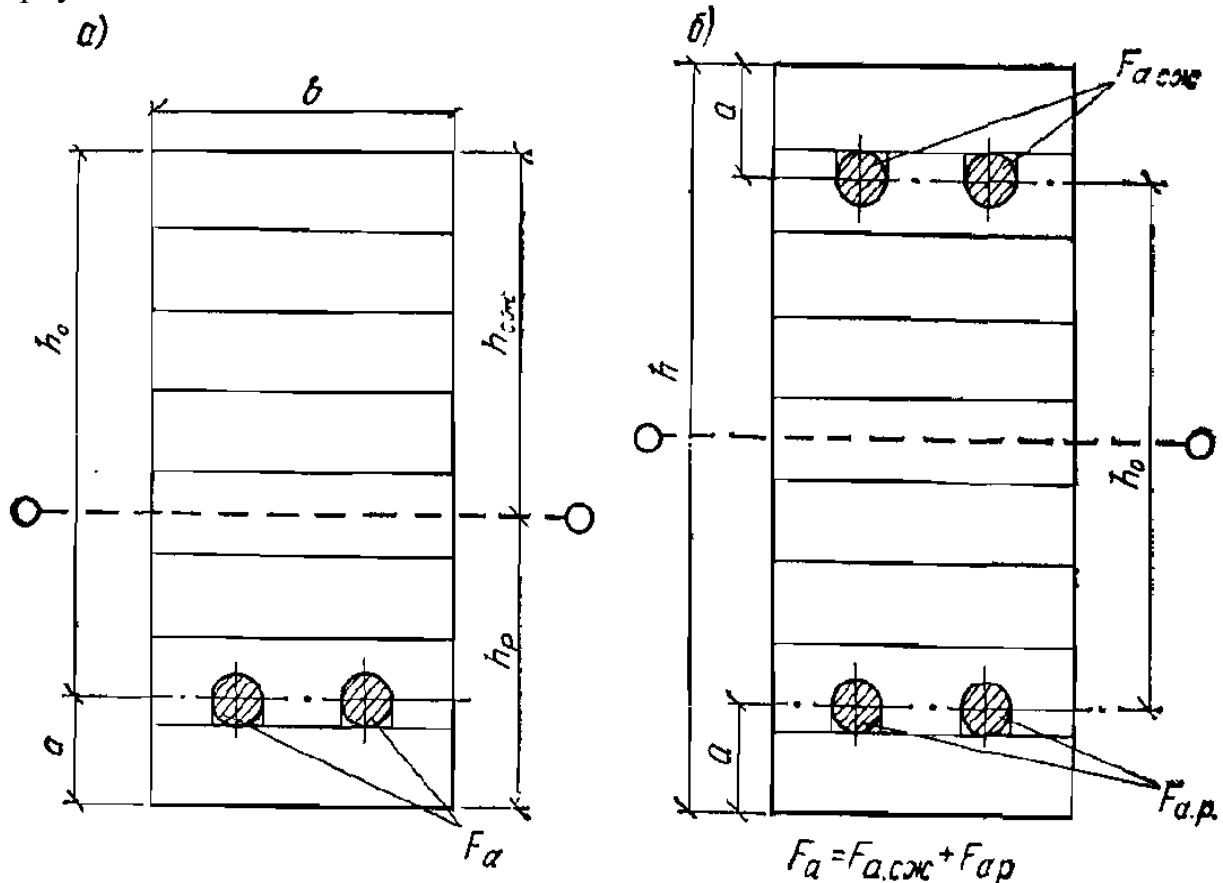


Рис.1. Балки, армированные стальными стержнями.

а – одиночное армирование; б- двойное армирование.

Новосибирске; за рубежом - в Финляндии, Швеции, Германии, США. В качестве арматуры в основном используется стальная (в экспериментальном порядке стеклопластиковая) арматура периодического профиля класса А400 диаметром 16...28 мм.

Достоинства армированных балок: повышение несущей способности и жесткости балок (рис.1), уменьшение высоты сечения конструкций, экономия качественной древесины (до 15%). К недостаткам таких конструкций относится: возрастание трудоемкости и стоимости изготовления. Основные схемы армирования балок и их поперечные сечения даны на рис.1.

Армированные деревянные балки применяются при жестко заданных технологических параметрах, при выполнении ремонтных работ с целью уменьшения высоты балки или увеличения ее несущей способности.

Армирование деревянных балок стальными стержнями позволяет при ограниченном их габарите по высоте увеличить несущую способность

Эпоксидный клей обеспечивает надежную совместную работу арматуры и дерева, если давление при запрессовке во время изготовления балок будет 0,2-0,3 МПа. Склеиваемые поверхности древесины и стали должны быть без масляных пятен и пыли.

Предпочтительно в качестве арматуры использовать круглые стальные стержни периодического профиля с пределом текучести не менее 400 МПа.

Пазы в древесине для укладки арматуры выбирают фрезерным станком. Они могут быть полукруглыми или квадратными, размером не превышающим диаметра арматуры более чем на 1-1,5 мм. Процент армирования конструкции не должен превышать 3-4.

Технология изготовления армированных КДК отличается от технологии изготовления обычных КДК появлением дополнительных операций вклеивания арматурных стержней. Процесс вклеивания арматуры включает:

1. Приготовление клеевой композиции для склеивания арматуры с древесиной. В настоящее время лучшими композициями являются составы на основе эпоксидных смол. Состав эпоксидно-песчаной смолы (ЭПП), массовых частей:

эпоксидно-диановая	смола	ЭД-20	-	100
пластификатор	(дибутилфталат)	-	-	20...25
отвердитель	(полиэтиленполиамин)	-	-	10...12
наполнитель (песок речной, просеянный через сито 1,0 мм) - 300...400				
или портландцемент - 200				

Жизнеспособность состава 45...80 минут. Расход q — 0,2...0,4 кг/м пог. при диаметре арматуры 16...24 мм.

2. Фрезерование пазов (прямоугольного или полукруглого профиля) для арматуры по пластикам заготовок производится одновременно с острожкой пластей.

3. После компоновки армированного сечения балки по приведенным выше основным правилам конструирования, сечение проверяется на действие [10]:

$$\sigma_a = \frac{M}{W_{пр}} \leq R_n;$$

б) нормальных напряжений в арматуре

$$\sigma_a = \frac{M}{W_{пр}} \kappa K_T \leq R_a;$$

в) скалывающих напряжений в древесине без учета арматуры

$$\tau_d = \frac{QS_d}{J_d b} \leq R_{ск};$$

г) касательных напряжений в клеевом шве, соединяющем арматуру с древесиной

$$\tau_a = \frac{QS_{пр}^a}{J_{пр} D_{расч}} K_T \leq R_{ск},$$

д) главных растягивающих напряжений под углом к волокнам древесины на расстоянии $X=0,85l$ от опоры

$$\sigma_{ра} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_x^2} \leq R_{ра};$$

По второй группе предельных состояний проверяется прогиб армированной балки от нормативной нагрузки

$$f = \frac{f_b}{k} K_T \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq [f] = \frac{1}{300} l.$$

Расшифровка обозначений в формулах (6.28) – (6.33):

- M и Q – расчетный изгибающий момент и поперечная сила на опоре;
 R_n и $R_{сх}$ – расчетное сопротивление древесины на изгиб и скалывание вдоль волокон;
 $R_{ра}$ – расчетное сопротивление древесины на растяжение под углом α , принимается по графику на рис. 3.1, в;
 R_a – расчетное сопротивление арматуры;
 σ_x – нормальные напряжения вдоль волокон древесины по оси арматурных стержней в рассматриваемом сечении, $\sigma_x = M_x / W_{ср}$;
 τ_x – касательные напряжения на уровне нейтральной оси рассматриваемого сечения, $\tau_x = Q_x S_x / J_x b$;
 α – угол направления главных растягивающих напряжений, $\alpha = 36^\circ$;
 K_T – коэффициент, учитывающий перераспределений усилий, (6.27).
 $D_{расч}$ – расчетная поверхность сдвига арматуры, равная $0,9P$, где P – сумма периметров клееного шва, соединяющего арматуру с древесиной.
Расшифровка остальных обозначений, приведенных в этих формулах, дана в разделе 3.

Подготовка арматуры заключается в резке или сращивании по длине, очистки от загрязнений и ржавчины, обезжиривании.

Укладка и запрессовка арматуры выполняется на отдельных элементах (заготовках), что позволяет выделить эту операцию и производить ее на отдельном участке параллельно другим операциям. Нанесение ЭПП в пазы производится с помощью шприца или шпателя. При вклеивании арматуры необходимо создать лишь минимальное (контактное) давление запрессовки $0,5...1$ кг/см² ($0,05...0,1$ МПа), которое создается с помощью вайм, прижимами в точках, расположенных по длине арматуры на расстоянии $a - 25$ да. Продолжительность склеивания составляет $12...24$ часа при температуре $t = 20^\circ\text{C}$ и $2...4$ часа при $t = 50...60^\circ\text{C}$. Затем при наборе клееного пакета армированные заготовки укладываются в крайние зоны по высоте сечения конструкций. После выгрузки из пресса конструкции готовы к применению через $7...10$ дней.

Основные правила конструирования армированных балок:

- поперечное сечение балок конструируется, как правило, прямоугольным постоянной высотой, при экономическом обосновании - двутавровым или коробчатым;
- высота поперечного сечения назначается в пределах $(1/15... 1/20)l$, ширина сечения принимается с учетом существующего сортамента пиломатериалов;
- рекомендуется симметричное армирование в сжатой и растянутой зонах;
- рациональный процент армирования = $1,2...3,5\%$.

Кафедра СКигТС ДГТУ имеет патент на изобретение по теме: «Армированная дощатоклееная балка», у которой в растянутой зоне

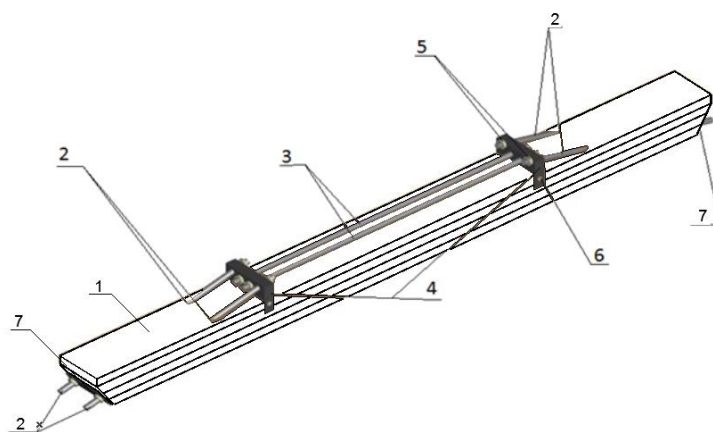


Рис.2. Армированная дощатоклееная балка.

1- балка из клееной древесины; 2-наклонная арматура; 3- горизонтальная арматура; 4 - устройство для закрепления и натяжения арматуры; 5- гайки; 6-глухари; 7- металлические пластины.

расположена арматура (рис.2.), частично наклонно, с вклеиванием в тело древесины, частично снаружи, параллельно нижней грани балки с возможностью преднапряжения при помощи устройства для закрепления и натяжения арматуры в стадии эксплуатации, расположенного на стыке горизонтальной и наклонной арматуры. Технический результат: применение заявленной армированной дощатоклееной балки обеспечит возможность увеличения несущей способности и жесткости, снижение себестоимости.

2. Клееные армированные колонны и стойки

В качестве основных несущих конструкций каркасов деревянных зданий и сооружений, а также второстепенных элементов целесообразно использовать клееные армированные колонны и стойки высотой до 12 – 15 м постоянной высоты сечения или ступенчатые. Сечение колонн и стоек обычно выполняется прямоугольным (сплошным или коробчатым) с относительной высотой $1/10 - 1/15$. Из условия обеспечения устойчивости ширина колонн и стоек должна быть не менее $1/5$ высоты сечения. Колонны и стойки, как правило, испытывают совместное действие продольной сжимающей силы и изгибающего момента, и их прочность и деформативность следует рассчитывать на сжатие с изгибом. Армирование сечений следует выполнять как симметричным для колонн и стоек, так и несимметричным для колонн с большим количеством арматуры в сжатой зоне при соотношении $F_{ac}/F_a = 0,6 - 0,8$. При

армировании необходимо учитывать характер распределения усилий по высоте конструкций и выполнять его лишь в зоне наибольших усилий, обычно на $1/2 - 1/3$ высоты колонны от основания. Конструкция армированных колонн и стоек позволяет осуществлять их жесткое присоединение к фундаменту с использованием выпусков арматуры или специальных закладных деталей и анкерных болтов. В зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 кН (5 тс) рационально применять ступенчатые колонны, армированные на высоту, равную высоте подкрановой ветви. В месте опирания колонн и стоек на фундаменты необходимо устраивать оклеечную гидроизоляцию, а само опирание осуществлять на отметке не менее 0,15 м от уровня пола.

Лекция 9. Армированные арки и рамы

1. Основы проектирования и расчета армированных деревянных арок и рам.

Клееные армированные арки

Трехшарнирные арки относятся к числу наиболее эффективных строительных конструкций, так как при сравнительно небольшом расходе материалов и простой конструкции обладают высокой прочностью и надежностью. Применяются арки в покрытиях пролетом от 12 до 36 м с шагом 3 – 6 м. В зависимости от назначения распор, возникающий в арках, воспринимается затяжкой или фундаментом. Минимальное значение стрелы подъема арок должно составлять $1/8$ пролета (из условия обеспечения необходимого уклона для кровли из штучных материалов, например профилированного настила, волнистых асбестоцементных листов и т. п.). Сечение армированных элементов верхнего пояса арок рационально выполнять прямоугольным с относительной высотой $1/35 - 1/70$ пролета в устойчивости из плоскости действия изгибающего момента соотношение между расчетной высотой сечения и шириной должно быть не менее 5, при меньших значениях необходимо проводить проверку устойчивости плоской формы изгиба. Армирование сечений элементов арки целесообразно выполнять как двойным симметричным, так и несимметричным с большим количеством арматуры в сжатой зоне при $F_{ac}/F_a = 0,6 - 0,8$. Затяжку арок рационально выполнять из круглой гладкой

стали или из стали периодического профиля, предусматривая устройство натяжной муфты, которая обеспечивает возможность подтягивания затяжки в процессе монтажа и эксплуатации. Для предотвращения провисания затяжки устраиваются металлические подвески. При особых условиях эксплуатации и для экономии металла затяжка может выполняться из клееной древесины. С целью создания в элементах верхнего пояса арок разгружающего момента (для треугольных распорных систем) взаимный упор армированных элементов в коньковом узле и в опорных башмаках осуществляется частью сечения, что создает внецентренное приложение продольной сжимающей силы. Эксцентриситет приложения продольной силы обычно принимают равным 0,15 – 0,2 расчетной высоты сечения. В целом арки с клееными армированными поясами имеют высокие технико-экономические показатели, что позволяет использовать их в качестве несущих конструкций большинства типов производственных, сельскохозяйственных, складских зданий и комплексов. Расчет треугольных арок с клееными армированными поясами ведется в предположении упругой работы материалов при двух сочетаниях нагрузок: постоянной и временной по всему пролету; постоянной по всему пролету и временной на половине пролета. Анализ результатов опытного проектирования треугольных арок с клееным армированием верхним поясом показывает, что применение армирования позволяет сократить расход клееной древесины на 30 – 40 %, уменьшить монтажную массу на 15 – 20 %. Причем эффективность арок с армированным верхним поясом возрастает с увеличением действующих нагрузок и пролета.

Клееные армированные деревянные рамы

Клееные деревянные рамы относятся к наиболее распространенным типам несущих конструкций. Рамы довольно хорошо вписываются в поперечник большинства производственных, общественных и складских зданий, поскольку стойки позволяют устраивать вертикальные стеновые ограждения, а ригели – требуемое покрытие. В строительстве применяют в основном однопролетные трех- и двухшарнирные рамы на пролетах от 12 до 30 м. При этом высота поперечного сечения рам в зоне действия наибольших изгибающих моментов (обычно в зоне карнизного узла) достигает $1/20$ – $1/35$ пролета, что характеризуется спецификой рам и должно учитываться при проектировании. Армирование клееных рам позволяет решить две задачи: получить сборных карнизный узел, равнопрочный с основным сечением, и эффективное решение конструкции из прямолинейных клееных элементов постоянной высоты сечения, что достигается армированием ригеля и стойки в зоне наибольшего изгибающего момента. Возможность создания сборного карнизного узла позволяет собирать раму из прямолинейных элементов, упростить

технологии изготовления и транспортировки конструкций (в отличие от гнутоклееных и рам с фиксированным карнизным узлом, выполненным на заводе).

Решение рамы из армированных элементов постоянной высоты сечения (гнутоклееных и прямолинейных) также значительно упрощает технологию изготовления, повышает качество и надежность конструкции. Расчет рам ведется по первой группе предельных состояний при двух сочетаниях нагрузок: постоянной и временной по всему пролету; постоянной по всему пролету и временной (снег) на половине пролета. Элементы рам работают при сложном напряженно-деформированном состоянии, рассчитываются на сжатие с изгибом. При просчете рам со сборным карнизным узлом необходимо учитывать упругую податливость закладных деталей и арматуры в узле, что обычно приводит к уменьшению узлового и к увеличению пролетного изгибающих моментов. Применение клееных армированных рам в строительстве позволяет сократить трудозатраты при изготовлении и монтаже клееных рам на 5 – 12 %, расход клееной древесины – на 15 – 17 %.

Список литературы

1. Тамразян, А. Г. Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс : учебное пособие / А. Г. Тамразян. — 2-е изд. — Москва : Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2018. — 732 с.
2. Шепелев, А. П. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами на основе положений СП 164.1325800.2014 : учебное пособие / А. П. Шепелев, А. Н. Алешин. — Самара: Самарский государственный технический университет, ЭБС АСВ, 2018. — 129 с.
3. Басов, Ю. К. Железобетонные и каменные конструкции : учебное URL: <https://www.ipr - 14> пособие / Ю. К. Басов, С. В. Зайцева. — Москва : Российский университет дружбы народов, 2010. — 100 с.
4. Учебно-методические указания по дисциплине «Преднапряженные конструкции» для студентов направления подготовки магистров» 08.04.01 «Строительство» Махачкала, 2018г., 39с. Устарханов О.М., Аюбов Г.А., Вишталов Р.И., Муселемов Х.М.
5. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004).

6. Металлические конструкции, Кудишин Ю.И., Беленя Е.И., Игнатьева В.С., М. : Издательский центр «Академия», 2011. -688с.
7. Демидов, Н. Н. Усиление стальных конструкций: учебное пособие / Н. Н. Демидов. — Москва: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2016. — 85 с.
8. Парлашкевич, В. С. Металлические конструкции, включая сварку. Часть 1. Производство, свойства и работа строительных сталей : учебное пособие / В. С. Парлашкевич. — Москва: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2014. — 161 с.
9. Семенов, К. В. Конструкции из дерева и пластмасс. Деревянные конструкции : учебное пособие / К. В. Семенов, М. Ю. Кононова. — Санкт-Петербург: Санкт Петербургский политехнический университет Петра Великого, 2013. — 133 с.
10. Армированные деревянные конструкции в строительстве Учеб. пособие / В. Ю. Щуко, С. И. Рощина; М-во образования Рос. Федерации. — Владимир: ВлГУ, 2002. — 66 с.