

Предметом дисциплины являются строительные конструкции и материалы, применяемые при сооружении инженерных объектов для транспорта и хранения нефти и газа, методы расчета и проектирования строительных конструкций, а также инженерное обеспечение данных объектов и способы защиты окружающей среды при транспортировке и хранении нефти и газа.

#### Основная литература

1. Металлические конструкции. В 3т.
  - Т.1. Элементы конструкций: Учеб. для вузов /Под. ред. В.В. Горева.- М.: Высш. шк., 2004.- 551 с.
  - Т.2. Конструкции зданий: Учеб. для вузов /Под ред. В.В. Горева.- М.: Высш. шк., 2004.- 528 с.
  - Т.3. Специальные конструкции и сооружения: Учеб. для вузов /Под. ред. В.В. Горева.- М.: Высш. шк., 2002.- 544 с.
2. Байков В.Н., Стронтин С.Г. Строительные конструкции: Учеб. для вузов.- М.: Стройиздат, 1980.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Г. Железобетонные конструкции: Учеб. для вузов.- М.: Стройиздат, 1984.

#### *Лекция №1*

### **Основные виды строительных материалов.**

#### **Бетоны.**

#### ***Вопросы:***

- 1) *Основные виды строительных материалов;*
- 2) *Достоинства и недостатки конструкций из железобетона, камня, стали, дерева;*
- 3) *Виды бетонов, классы и марки бетонов.*

Основными видами строительных материалов являются: железобетон, сталь, камень (искусственный и естественный), дерево. К искусственным камням относятся керамический и силикатный кирпич, и также бетонные, шлакобетонные, пенобетонные, газобетонные, полистиролбетонные, керамические и др. блоки. К естественным камням относятся блоки из туфа, ракушечника, известняка, бута и т.п.

Также для изготовления строительных конструкций применяют алюминий, дюралюминий, полимеры, битум и деготь.

Многообразие материалов и конструкций, применяемых в строительстве, обуславливается большим количеством предъявляемых к ним требований (прочностных, деформативных, теплотехнических, противопожарных, акустических, экономических, эстетических и т.п.). Не существует идеального строительного материала, отвечающего всем этим требованиям.

У конструкций из разных материалов имеются свои достоинства и недостатки.

**Конструкции из бетонов** были известны еще до нашей эры. Однако настоящим прорывом в строительстве было изобретение железобетона в середине позапрошлого века. Хотя конструкции из железобетона широко стали применяться в 1950-х годах. Бетоном называют композитный материал, изготовленный с применением заполнителей (гравия, щебня, песка) и вяжущего (клеящего состава). Железобетоном называют материал, состоящий из бетона и арматуры. Термин железобетон традиционный, но не совсем корректный. Дело в том, что железом раньше называли сталь, которую сейчас применяют для армирования. Бетонные конструкции не получили широкого распространения ввиду его серьезного недостатка. Бетон хорошо работает на сжатие, но плохо на растяжение. Сталь же наоборот хорошо работает на растяжение, а при больших сжимающих напряжениях теряет устойчивость. Поэтому основным принципом проектирования железобетонных конструкций является установка арматуры в растянутые при эксплуатации, изготовлении, транспортировке и монтаже зоны. Суть получения такого высокоэффективного материала заключается в целом ряде факторов:

- 1) сталь и бетон имеют приблизительно одинаковые коэффициенты температурного расширения;
- 2) бетон стоек ко многим агрессивным воздействиям и прекрасно защищает сталь от них;
- 3) бетон имеет высокую теплоемкость, что защищает арматуру при аварийных температурных воздействиях (пожарах);

- 4) бетон и арматура взаимно компенсируют недостатки друг друга при силовых воздействиях (растяжении и сжатии).

Железобетонные конструкции обладают следующими достоинствами:

- 1) прочностью, особенно на сжатие и изгиб;
- 2) жесткостью;
- 3) долговечностью;
- 4) огнестойкостью и огнеупорностью;
- 5) стойкостью к агрессивным воздействиям;
- 6) способностью быть изготовленными любой формы;
- 7) индустриальностью.

Несмотря на все достоинства, железобетон обладает рядом недостатков. Бетон обладает высокой теплопроводностью. Из железобетона проблематично выполнять ограждающие конструкции. Существуют способы повышения теплоизолирующей способности бетона: изготовление воздушных пустот (пустотных блоков), повышение пористости (пено- и газобетоны), внедрение теплоизолирующих материалов (полистирол-, шлако-, керамзитобетоны и т.п.). Все эти способы приводят к изменению в худшую сторону прочностных и деформативных свойств изготавливаемых изделий и конструкций.

Железобетонные конструкции обладают большим весом. В связи с этим их применение в высотных и большепролетных сооружениях затруднено.

Железобетон – пористый материал с открытыми и закрытыми порами. Это способствует его водо- и воздухопроницаемости. Из железобетона можно выполнять резервуары и трубопроводы для некоторых жидкостей, но невозможно делать газгольдеры.

Сборные железобетонные конструкции требуют дополнительного расхода стали на закладные детали для их соединения. Кроме того, они зачастую требуют дополнительного армирования из-за особенностей транспортировки и монтажа. Однако сборные конструкции обладают высокой индустриальностью и требуют меньше времени для изготовления и монтажа, что сокращает сроки строительства.

**Каменные конструкции** по характеру работы под нагрузкой и по свойствам похожи на бетонные. Камень – один из древних строительных материалов. Ка-

менные материалы хорошо работают на сжатие и плохо на растяжение. Они стойки к агрессивным воздействиям, огнестойки, огнеупорны, долговечны. Однако такие конструкции имеют ряд недостатков:

- 1) из камня затруднительно изготовить изгибаемые конструкции и практически невозможно – растянутые;
- 2) они не могут принимать разнообразную форму;
- 3) они обладают низкой индустриальностью, что приводит к увеличению сроков строительства;
- 4) они обладают высокой теплопроводностью, что приводит к перерасходу материала;
- 5) они имеют большой вес.

Стальные или **металлические конструкции** известны достаточно давно. Это самые легкие и прочные несущие конструкции. Сталь это тот материал, который возможно доставить в районы с неразвитой транспортной инфраструктурой при наименьших затратах. Она является основным материалом конструкций предназначенных для транспортировки и хранения нефти и газа (резервуаров, трубопроводов и газгольдеров). Однако металлические конструкции обладают серьезными недостатками:

- 1) потеря устойчивости при интенсивных сжимающих нагрузках;
- 2) низкая огнеупорность, что требует дополнительных затрат на огнезащитные составы;
- 3) подверженность коррозии, что требует дополнительных затрат на защиту от попадания влаги;
- 4) затрудненность приобретения сложных форм;
- 5) большие эксплуатационные затраты.

Настоящим прорывом для применения стали в строительных конструкциях является изобретение сварки. Ранее они применялись цельными. Затем распространение получили заклепочные и болтовые соединения. Данные соединения сложны и не индустриальны. Сварка позволяет соединять металлы быстро, надежно и герметично. Только сварка стала причиной мощного развития нефтяной

и газовой отрасли. Однако это очень ответственный и сложный процесс. Он требует тщательного контроля качества.

**Деревянные конструкции** – самые древние конструкции. Некоторым деревянным зданиям насчитывают более пяти ста лет. Некоторым известным деревянным конструкциям более 800 лет. Уникальные деревянные (клееные) конструкции перекрывают пролет более 100 м без промежуточных опор. Из достоинств таких конструкций можно отметить следующие:

- 1) прочность;
- 2) жесткость;
- 3) теплоизолирующую способность;
- 4) экологичность;
- 5) индустриальность (легкость в обработке и соединении);
- 6) доступность во многих регионах РФ.

Основными недостатками конструкций из дерева можно выделить следующие:

- 1) они обладают низкой огнестойкостью, что приводит к дополнительным затратам при их огнезащите;
- 2) гниение, что требует обработки антисептиками;
- 3) большие эксплуатационные затраты.

Деревянные конструкции без специальных мероприятий обладают низкой долговечностью. К тому же следует помнить о слабой воспроизводимости данного ресурса.

В нефтяной и газовой отрасли деревянные конструкции применяются для временных зданий, а также для производства временных подпорных стен при земляных работах.

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными наперед заданными физико-механическими свойствами

Физические свойства бетона зависят от исходных материалов, способа изготовления и определяются его структурой. С этих позиций бетоны классифицируются по следующим признакам:

### По структуре:

- 1) плотный бетон, в котором пространство между зернами заполнителя занято затвердевшим вяжущим;
- 2) крупнопористый бетон - пространство между зернами заполнителя заполнено частично;
- 3) поризованный бетон - бетон, в котором пространство между зернами заполнителя поризовано посредством введения специальных добавок;
- 4) ячеистый бетон - бетон с искусственно созданными порами.

### По средней плотности:

- 1) особо тяжелые  $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$ ;
- 2) тяжелые  $\rho = 2200.. 2500 \text{ кг/м}^3$ ;
- 3) облегченные  $\rho = 1800...2200 \text{ кг/м}^3$ ;
- 4) легкие  $\rho = 500... 1800 \text{ кг/м}^3$ .

Соответственно средней плотности устанавливается **марка бетона по средней плотности - D**, которая гарантирует собственную массу бетона в ( $\text{кг/м}^3$ ). Она устанавливается для конструкций, к которым предъявляются также и тепло-изоляционные требования.

Тяжелый бетон в настоящее время во всем мире является основным видом бетона, применяемым в строительстве для изготовления изделий и конструкций массового производства для всех видов строительства.

Для конструкций, изготовляемых из бетона на напрягающем цементе, устанавливаются **марки по самонапряжению** ( $S_{p,0,6}... S_{p,4}$ ). Марка характеризует величину предварительного напряжения в бетоне (МПа) на уровне оси, проходящей через центр тяжести арматуры. Такие бетоны применяются, при изготовлении труб, покрытий дорог, взлетно-посадочных полос аэродромов и т.п.

### По виду вяжущего:

- 1) цементные;
- 2) полимерцементные;
- 3) на известковом вяжущем (силикатные);
- 4) на гипсовом;
- 5) на специальных вяжущих.

Основное распространение в настоящее время получили бетоны на цементной основе. Чтобы увеличить сопротивление бетона агрессивной среде и повысить долговечность конструкций при особых условиях эксплуатации, применяют специальные виды цемента - сульфатостойкий, солестойкий, пуццолановый, быстротвердеющий, расширяющийся, самоупрагивающийся.

**По виду заполнителя:**

- 1) на плотных естественных заполнителях (гравий, щебень);
- 2) на пористых природных заполнителях (перлит, пемза, ракушечник);
- 3) на искусственных заполнителях (керамзит);
- 4) на специальных заполнителях, которые удовлетворяют требованиям биологической защиты, жаростойкости, химической стойкости и т.д.

**По зерновому составу:**

- 1) крупнозернистые;
- 2) с крупным и мелким заполнителем;
- 3) мелкозернистый (только с мелким заполнителем).

**По способу твердения:**

- 1) естественного твердения;
- 2) бетон, подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
- 3) бетон, подвергнутый автоклавной обработке при повышенном давлении.

**К физическим свойствам бетона, относятся:**

- 1) водонепроницаемость;
- 2) морозостойкость;
- 3) жаростойкость;
- 4) огнестойкость;
- 5) коррозионная стойкость.

Под **водонепроницаемостью** материала понимают его способность не пропускать воду. Для напорных сооружений (резервуары, напорные трубопроводы и т.п. сооружения) в зависимости от испытываемого гидростатического давления жидкости назначается **марка по водонепроницаемости** в пределах от W 2 до W 12. Число характеризует давление воды в кг/см<sup>2</sup>, при котором еще не наблюдается

ее просачивания через испытываемый образец. Испытания выполняют на образцах из бетона диаметром и высотой 150 мм.

Под **морозостойкостью** понимают способность материалов в увлажненном состоянии сопротивляться - разрушающему воздействию попеременного замораживания и

оттаивания. Марка бетона по морозостойкости назначается для конструкций в пределах от F25 до F500. Число характеризует количество выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, при котором прочность бетона снижается не более чем на 15% или не наблюдается видимых его разрушений.

Под **жаростойкостью** понимают способность бетона сохранять прочность при длительном воздействии высоких температур (выше 200 °С).

Под **огнестойкостью**, измеряемой в часах, понимают способность бетона сохранять прочность при воздействии открытого огня (1000... 1100 °С).

Для конструкций, работающих при более высоких температурах, применяют бетоны, приготовляемые на термически стойких заполнителях с малым коэффициентом температурного расширения (шамот, металлургические шлаки, хромит и др.) и глиноземистом цементе или на портландцементе с тонкомолотыми добавками (шамот, кварц, вулканические породы и др.), или на жидком стекле с кремнефтористым натрием и тонкомолотой добавкой. Такие бетоны способны выдерживать длительное действие температуры до 1200 °С.

Под **коррозионной стойкостью** понимают способность бетона не вступать в химическую реакцию с окружающей средой.

Для повышения коррозионной стойкости эффективно применение армопластбетон, изготовляемых на основе полимерных вяжущих (поливинилацетат, поливинилхлорид и др). Такие бетоны отличаются высокой химической стойкостью и используются преимущественно в сооружениях, подвергающихся воздействию агрессивных сред (газы, масла, кислоты, щелочи и др.)

По прочностным показателям качества различают следующие классы бетона:

***B*** - по прочности на осевое сжатие;

***B<sub>t</sub>*** - по прочности на осевое растяжение.



*Под классом бетона «В» по прочности на осевое сжатие понимают среднестатистическое значение временного сопротивления сжатию  $R_m$  в МПа эталонных образцов, изготовленных и испытанных через 28 суток хранения при температуре  $(20 \pm 2)$  °С в соответствии с государственным стандартом с обеспеченностью 0,95.*

Нормами установлены следующие классы бетона по прочности на осевое сжатие:

- для тяжелых и мелкозернистых бетонов: В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60;
- для легких бетонов: В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В30; В35; В40.

*Под классом бетона «В<sub>t</sub>» по прочности на осевое растяжение понимают среднестатистическое значение временного сопротивления растяжению  $R_{mt}$  в МПа эталонных образцов, испытанных через 28 суток хранения при температуре  $(20 \pm 2)$  °С в соответствии с государственным стандартом с обеспеченностью 0,95.*

Класс по прочности на осевое растяжение назначают при проектировании железобетонных конструкций, для которых прочность бетона на растяжение имеет принципиальное значение (резервуары, напорные трубопроводы, бетонные покрытия дорог и т.п. сооружения).

Нормами для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов установлены классы бетона по прочности на осевое растяжение  $B_t$  0,8...3,2 с градацией через 0,4 МПа.

Класс бетона на осевое сжатие устанавливается, как правило, путем испытания стандартных кубов размером 150x150x150 мм, испытанных при температуре  $(20 \pm 2)$ °С через 28 дней твердения в нормальных условиях (температуре воздуха 15...20)°С и относительной влажности 90..100%. Реже испытания на цилиндрах диаметром (d) 100,150,200 и 300 мм с высотой  $h = 2d$ .

*За кубиковую прочность бетона принимают временное сопротивление  $R$  эталонных кубов, определяемое по выражению:*

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

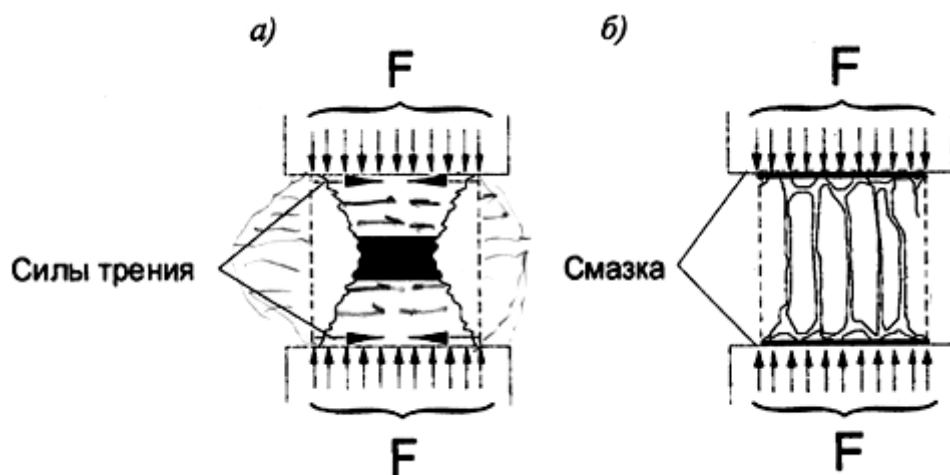
где  $F$  - разрушающая нагрузка, Н;

$A$  - средняя рабочая площадь образца,  $\text{мм}^2$ ;

$\alpha$  - переводный коэффициент, зависящий от размеров образца. С уменьшением размеров поперечного сечения коэффициент  $\alpha$  уменьшается. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров образца и расстояния между его торцами. Так, для кубов с размером грани: 100 мм  $\alpha = 0,95$ ; 150 мм  $\alpha = 1,0$ ; 200 мм  $\alpha = 1,05$ ; 300 мм.

Различное сопротивление сжатию образцов разной величины (и формы) объясняется влиянием сил трения, возникающих между гранями образца и опорными плитами пресса.

Вблизи опорных плит пресса силы трения, направленные внутрь, создают как бы обойму и тем самым увеличивают прочность образцов при сжатии. По мере удаления от торцов влияние сил трения уменьшается. Поэтому бетонный куб получает форму двух усеченных пирамид (рис.1.1, а). При отсутствии (или существенном уменьшении) сил трения характер разрушения меняется, происходит раскалывание куба по плоскостям, параллельным направлению действующей внешней нагрузки (рис.1.1, б).

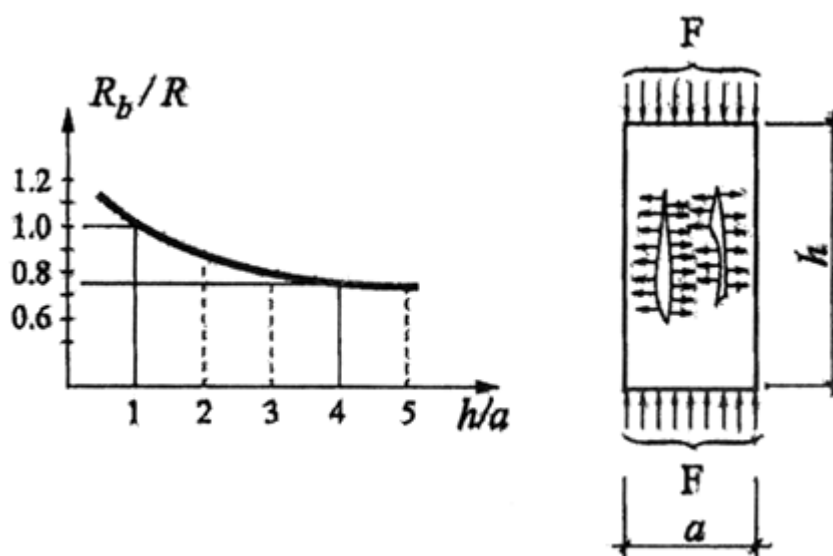


**Рис.1.1. Характер разрушения бетонных кубов:**  
**а - при наличии трения по опорным плоскостям;**  
**б - при отсутствии трения по опорным плоскостям.**

Реальные железобетонные конструкции по своей форме значительно отличаются от кубов. Поэтому кубиковая прочность не может непосредственно харак-

теризовать прочность сжатых участков железобетонных конструкций. Для этой цели используют другую характеристику - призмную прочность бетона.

Железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, поэтому кубиковая прочность бетона не может быть непосредственно использована в расчетах прочности элементов конструкции. Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призмная прочность. *Под призмной прочностью понимают временное сопротивление  $R_b$  осевому сжатию призмы с отношением высоты призмы  $h$  к размеру  $a$  квадратного основания, равным 4* (рис. 1.2)



**Рис.1.2. Зависимость призмной прочности бетона от отношения размеров испытываемого образца**

Прочность бетона на осевое растяжение  $R_{bt}$  зависит от прочности при растяжении цементного камня и его сцепления с зернами крупного заполнителя.

Опытным путем она определяется испытаниями на разрыв образцов в виде восьмерок ( $\sigma_{bt} = F/A$ ) (рис. 1.3а), на раскалывание образцов в виде цилиндров (рис. 1.3б), кубов (рис. 1.3в) или на изгиб бетонных балок ( $\sigma_{bt} = 3,5M/(bh^2)$ ) (рис.2.4г). здесь  $M$  –изгибающий момент;  $b$  - ширина сечения балки.

Прочность бетона на осевое растяжение сравнительно небольшое значение.

$$R_{bt} = 0.1R_b \dots 0.05 R_b$$

Ориентировочное значение  $R_{bt}$  можно определить по эмпирической формуле  
Фере:

$$R_{bt} = 0.234 \sqrt[3]{R^2}$$

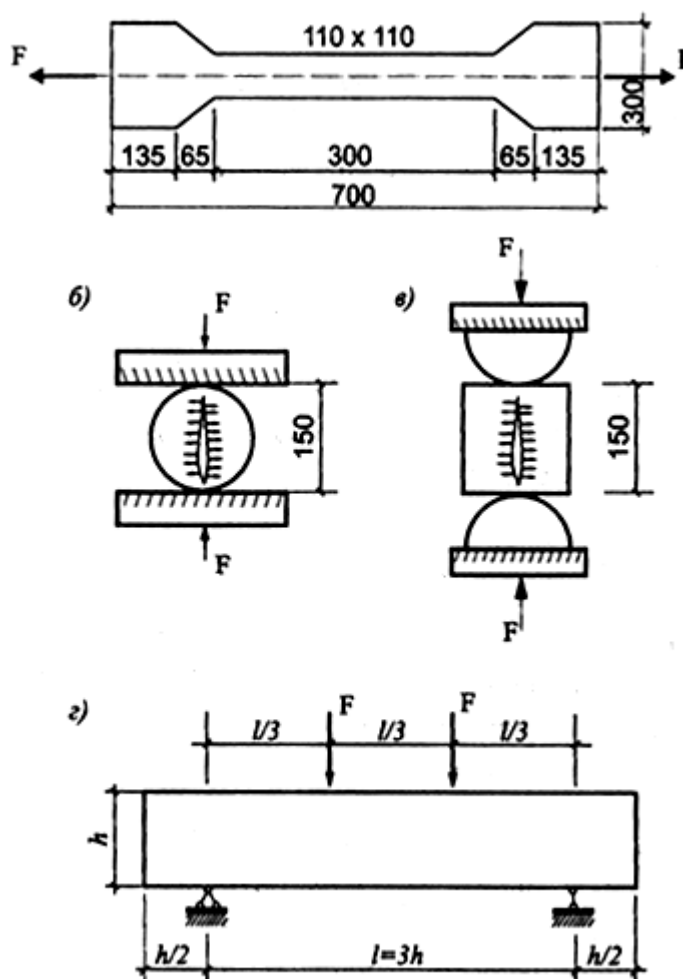


Рис. 1.3. Схемы испытаний образцов для определения прочности бетона на растяжение

## **Строительные стали.**

### **Арматура для железобетонных конструкций.**

#### ***Вопросы:***

- 4) *Строительные стали;*
- 5) *Арматура для железобетонных конструкций.*

Основным материалом строительных конструкций для транспорта и хранения нефти и газа является сталь. Основным компонентом стали является железо (Fe), но сталь из железа возможно получить только если в нем содержится углерод (C). Процентное содержание углерода в различных сталях варьируется от 0,01 до 1,3 %

#### **По химическому составу стали подразделяют на:**

- нелегированные (углеродистые);
- легированные (с применением добавок).

#### **Нелегированные стали могут быть:**

- 1) низкоуглеродистыми (до 0,25% содержания C);
- 2) среднеуглеродистыми (0,25...0,45% C);
- 3) высокоуглеродистыми (свыше 0,45% C).

#### **По содержанию легирующих добавок стали бывают:**

- 1) низколегированными (до 5% содержания добавок);
- 2) среднелегированными (5...10%);
- 3) высоколегированными (свыше 10%).

#### **По назначению стали подразделяют на:**

- 1) конструкционные;
- 2) инструментальные;

3) с особыми свойствами (жаропрочные, жаростойкие, кислотостойкие, износостойкие, магнитные и т.п.).

**По качеству стали подразделяют на:**

- 1) обыкновенного качества (до 0,06% содержания S и до 0,07% содержания P);
- 2) качественные (до 0,035% содержания S и до 0,035% содержания P);
- 3) высококачественные (до 0,025% содержания S и до 0,025% содержания P);
- 4) особо высококачественные (до 0,015% содержания S и до 0,025% содержания P).

Для строительства объектов транспорта нефти и газа применяют углеродистые и низколегированные стали. Далее речь пойдет только о них. Среднелегированные и высоколегированные стали применяют для машин, механизмов, агрегатов, аппаратов, деталей и т.п.

Промышленная поставка углеродистой стали, в зависимости от нормируемых свойств, осуществляется по 3-м группам: А – гарантия по механическим свойствам, Б – гарантия по химическому составу и В – гарантия по механическим свойствам и химическому составу. Также для таких сталей назначается категория от 2 до 6. Категория стали отражает степень контроля качественных показателей стали: **1-я** – без испытания механических свойств на растяжение и ударную вязкость; **2-я** – с испытанием механических свойств на растяжение и ударную вязкость на образцах, изготовленных из нормализованных заготовок размером 25мм (диаметр или сторона квадрата); **3-я** – с испытанием механических свойств на растяжение на образцах, изготовленных из нормализованных заготовок указанного в заказе размера, но не более 100 мм; **4-я** – с испытанием механических свойств на растяжение и ударную вязкость на образцах, изготовленных из термически обработанных (закалка + отпуск) заготовок указанного в заказе размера, но не более 100 мм; **5-я** – с испытанием механических свойств на растяжение на образцах, изготовленных из сталей в нагартованном или термически обработанном состоянии (отожженной или высокоотпущенной).

Стали углеродистые обыкновенного качества изготавливают по ГОСТ 380-94, согласно которому они маркируются буквами «Ст» с последующими условными номерами от 0 до 6. Чем больше условный номер, тем выше содержание в

ней углерода и соответственно выше прочностные и ниже пластические характеристики. Степень раскисления стали (технологию изготовления) обозначают буквами: сп – спокойная, пс – полуспокойная, кп – кипящая. Спокойная и полуспокойная сталь более качественна

Например, в маркировке стали **ВСтЗсп5 «В»** обозначает, что в стали гарантирован химический состав и механические свойства, «Ст» – она углеродистая обыкновенного качества, «З» – ее процентный химический состав, «сп» – спокойная, «5» – свойства при испытаниях на растяжение контролировалось по 5-й категории.

В строительстве применяют не только углеродистые стали первичной обработки, но и стали с термическим упрочнением. Например, сталь марки СтТ – сталь марки СтЗ, прошедшая термическую обработку.

Качественные углеродистые стали по ГОСТ 1050-88 маркируются двузначными цифрами, указывающими среднее содержание углерода в сотых долях процента. Например, в маркировке стали 10кп цифра «10» обозначает то, что в ней в среднем содержится 0,1 % содержания углерода, «кп» – степень раскисления (кипящая). Стали этой группы, содержащие свыше 0,2% С выпускаются только спокойными, поэтому их маркируют только цифрами (15, 20...85).

Легированные стали маркируют буквами и цифрами, указывающими их химический состав. Первые две цифры показывают содержание углерода (для конструкционных сталей в сотых долях %, для инструментальных – в десятых). Далее ставится буква, обозначающая легирующий элемент. После буквы следует цифра, соответствующая среднему содержанию этого элемента в процентах. Если содержание элемента составляет менее или около 1%, то за буквой цифра не ставится.

Легирующие элементы обозначают следующими буквами: «А» - азот, «Б» - ниобий, «В» - вольфрам, «Г» - марганец, «Д» - медь, «К» - кобальт, «М» - молибден, «Н» - никель, «П» - фосфор, «Р» - бор, «С» - кремний, «Т» - титан, «Ф» - ванадий, «Х» - хром, «Ц» - цирконий, «Ю» - алюминий, «Ч» - редкоземельные металлы. Если буква «А» стоит в конце обозначения марки, то это означает, что она высококачественная.

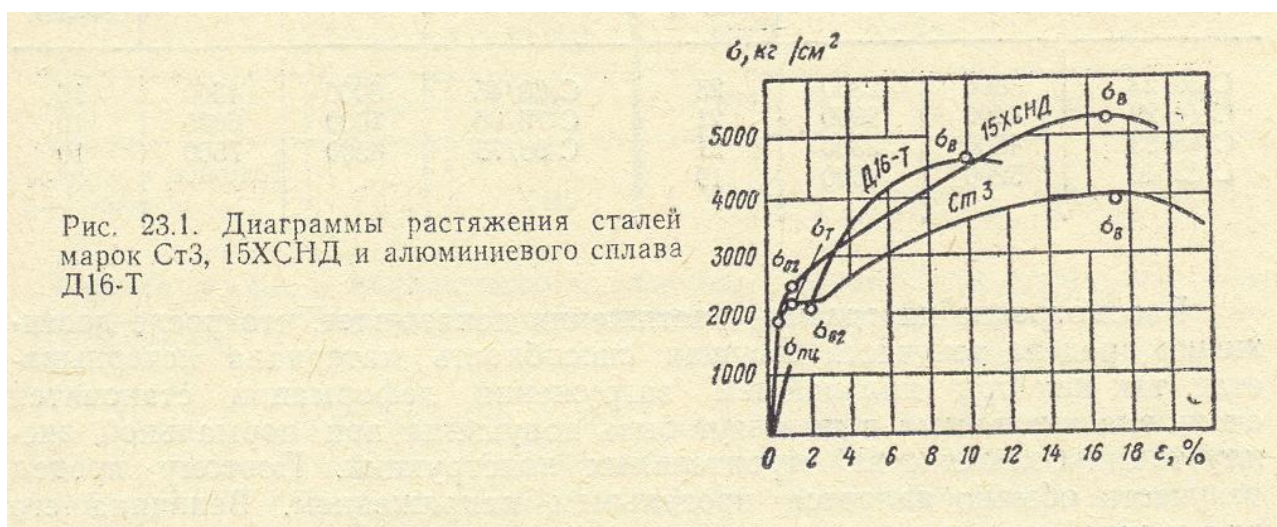
Например, сталь марки 12ХНЗА содержит 0,12% С, до 1% Cr, 3% Ni и является высококачественной.

Согласно ГОСТ 2777-88 строительные стали обозначаются маркировкой буквой «С» и трехзначным числом, где «С» - сталь строительная, а цифры – нормативное сопротивление стали растяжению в МПа (физический или условный предел текучести). Такое обозначение называют **классом стали**. Например, сталь С235 имеет физический предел текучести 235 МПа.

Основные физические свойства стали: плотность  $\rho = 7850$  кг/м<sup>3</sup>, модуль продольной упругости  $E = 2,06 \cdot 10^5$  МПа, модуль сдвига  $G = 78 \cdot 10^6$  МПа, коэффициент линейного расширения  $\alpha = 0,000012$  град<sup>-1</sup>.

До напряжений, близких к пределу текучести, зависимость между напряжениями и деформациями определяется законом Гука:

$$\delta = \epsilon E$$



**Рис.2.1. Характерные диаграммы растяжения сталей с физическим и условным пределом текучести**

Основной расчетной характеристикой стали является расчетное сопротивление на растяжение. Оно определяется путем деления нормативного сопротивления (предела текучести) на коэффициент надежности по материалу:

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m$$



Коэффициент  $\gamma_m$  изменяется в пределах 1,025...1,15.

Также расчетной характеристикой является расчетное сопротивление разрыву. Оно определяется путем деления временного сопротивления (предела прочности) на коэффициент надежности по материалу:

$$R_u = R_{un}/\gamma_m$$

При расчете конструкций с использованием расчетного сопротивления по пределу прочности учитывают повышенную опасность такого состояния путем введения дополнительного коэффициента надежности  $\gamma_u = 1,3$ .

При срезе расчетные сопротивления определяются путем умножения расчетного сопротивления  $R_y$  на коэффициент перехода 0,58.

При сжатии торцевой поверхности в случае плотной пригонки (строжка или фрезеровка торца) расчетное сопротивление в зоне контакта  $R_{yp} = R_y$ .

При расчете проката на растяжение в направлении, перпендикулярном плоскости проката, для предотвращения расслоения расчетное сопротивление  $R_y = 0,5 R_y$ .

Значения нормативных и расчетных сопротивлений некоторых сталей приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

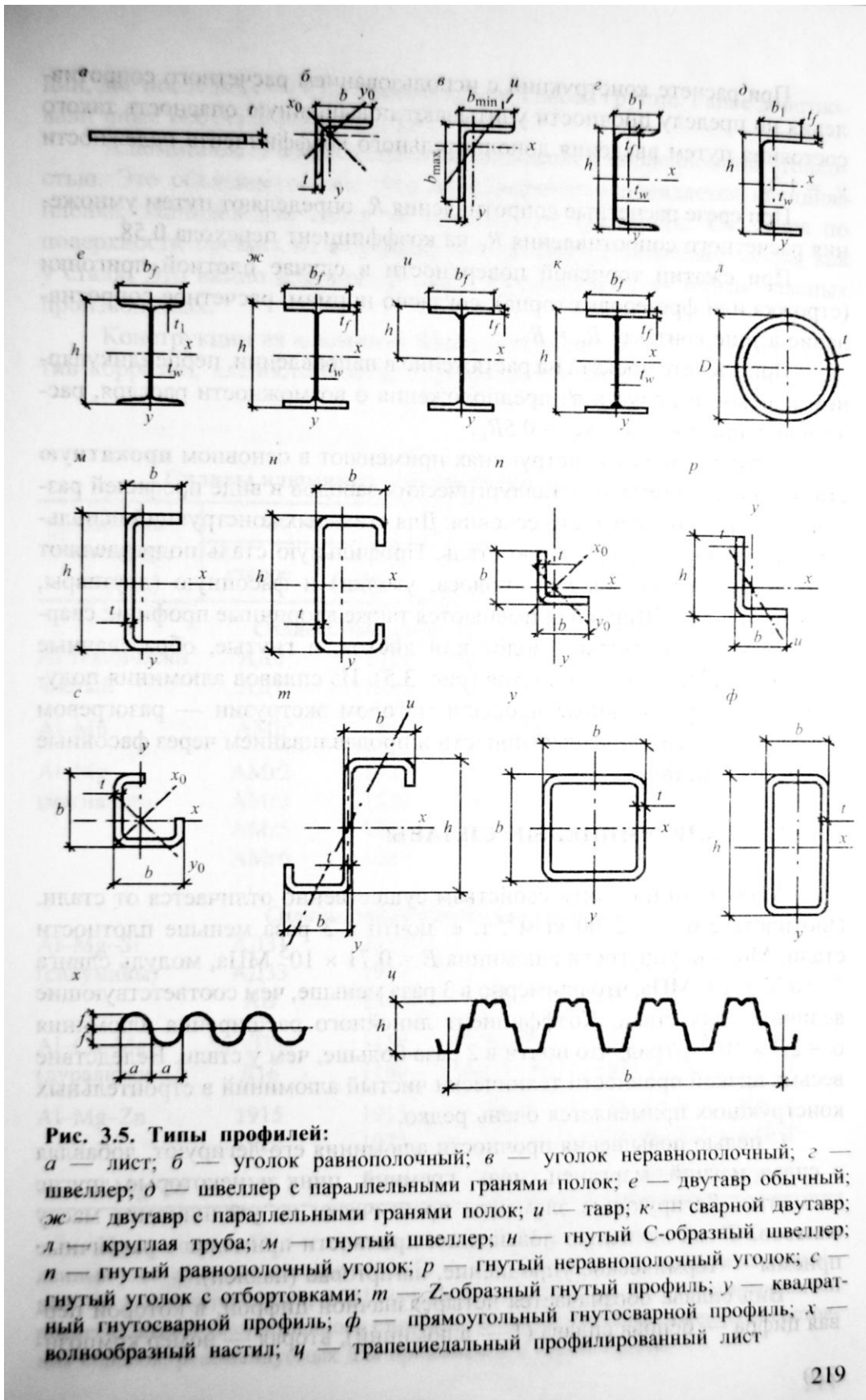
*Нормативные и расчетные сопротивления проката для стальных конструкций зданий и сооружений*

марка стали	ГОСТ или ТУ	Вид проката	Толщина проката (для фасонного проката - толщина полки), мм	Нормативное сопротивление, МПа		Расчетное сопротивление, МПа	
				предел текучести $R_{up}$	временное сопротивление $R_{un}$	по пределу текучести $R_y$	по временному сопротивлению $R_u$
18 кп	ГОСТ 23570-79	Лист	4, .20	225	365	220	355
18 кп	ГОСТ 23570-79	»	21...40	215	365	210	355

18 кп	ГОСТ 23570-79	Фасон	4.. .20	235	365	230	355
ВСтЗкп2-1	ТУ 14-1-3023-80	Лист	4. .10	225	355	220	345
ВСтЗкп2-1	ТУ 14-1-3023'80	Фасон	4.. .10	235	365	230	355
09Г2 гр.-1	ТУ 14-1'3023-80	Лист. фасон	4...10	315	450	305	440
09Г2 гр.-2	ТУ 14-1-3023-80	То же	11.. .20	305	440	300	430
09Г2 гр.-2	ТУ 14-1'3023-80	»	4., .10	345	470	335	460
09Г2 гр.-2	ТУ 14-1-3023'80	»	11. .20	335	460	325	450
09Г2С	ГОСТ 19282-73	Лист	10" .20	325	470	310	450
09Г2С	ГОСТ 19281-73	Фасон	4.. .9	345	490	330	465
09Г2С	ГОСТ 19281-73	»	10. .20	325	470	310	450
09Г2С	ГОСТ 19281-73	»	21.. .32	305	460	290	440
ВСтЗкп	ГОСТ 10706-76	Труба	4... 15	235	365	225	350
09Г2С	ТУ 14.3.500.76	»	8.. .15	265	470	250	450
16Г2АФ	ТУ 14.3.567.76	»	6.. .9	440	590	400	535
16Г2АФ	ТУ 14.3.829-79	»	16.. .40	350	410	320	375

### **Сортамент прокатных профилей**

Металлические конструкции изготовляют из элементов, получаемых прокаткой (листы и профильная сталь), прессованием (прессованные профили из алюминиевых сплавов) или холодным гнутьем (гнуемые профили). Иногда применяют литые детали, например для опорных частей тяжелых конструкций. Элементы металлических конструкций. имеют различные профили и размеры поперечных сечений, которые приведены в соответствующих сортаментах и приведены на рис 2.2.



**Рис. 3.5. Типы профилей:**

*a* — лист; *б* — уголок равнополочный; *в* — уголок неравнополочный; *г* — швеллер; *д* — швеллер с параллельными гранями полки; *е* — двутавр обычный; *ж* — двутавр с параллельными гранями полки; *и* — тавр; *к* — сварной двутавр; *л* — круглая труба; *м* — гнутый швеллер; *н* — гнутый С-образный швеллер; *о* — гнутый равнополочный уголок; *п* — гнутый неравнополочный уголок; *р* — гнутый уголок с отбортовками; *с* — гнутый уголок с отбортовками; *т* — Z-образный гнутый профиль; *у* — квадратный гнутосварной профиль; *ф* — прямоугольный гнутосварной профиль; *х* — волнообразный настил; *ц* — трапециевидный профилированный лист

**Рис.2.2. Типы профилей**

**Сталь листовая:**

1. *Сталь толстолистовая* (ГОСТ 5681-57\*) прокатывается между двумя валками; получаемые неровные кромки обрезают. Толщина листов от 4 до 160 мм. Ширина листов до 6 м и длина до 12 м. Из листовой стали изготавливают листовые конструкции (резервуары, газгольдеры и др.), стенки балок, а также фасонки и прочие детали ферм;
2. *Сталь тонколистовая* (ГОСТ 3680-57\*). Листы имеют толщину от 0,5 до 4 мм, ширину до 1,4 м и длину до 4 м. Тонколистовую сталь применяют для изготовления гнутых профилей, а также для устройства покрытий резервуаров;
3. *Сталь широкополосная универсальная* (ГОСТ 82-57\*). Листы универсальной стали прокатывают между четырьмя валками; они имеют ровные кромки, но могут иметь саблевидность. Толщина листов от 4 до 60 мм, ширина от 160 до 1050 мм, длина до 18 м. Из универсальной стали делают сварные балки и колонны.

### **Профильная сталь:**

*Угловые профили* изготавливают равнобокими (ГОСТ 8506-87) и неравнобокими (ГОСТ 8510-87). Толщина уголков, применяемых в строительных конструкциях, изменяется от 4 до 30 мм, а размеры полок - от 50X50 до 250X250 для равнобоких профилей и от 56X36 до 250X160 мм для неравнобоких. Уголки прокатывают длиной до 19 м. Угловые профили применяют в основном для изготовления элементов различных ферм.

*Швеллеры* бывают обыкновенные (ГОСТ 8240-56\*) с высотой сечения от 50 до 400 мм и облегченные (ГОСТ 6185-52) с более тонкой стенкой и высотой от 160 до 300 мм. Номер швеллера соответствует высоте профиля (в см). Швеллеры имеют длину до 19 м. Из швеллеров делают прогоны кровель и составные элементы, испытывающие продольное сжатие, - колонны и стержни тяжелых ферм.

*Балки двутавровые* так же, как и швеллеры, изготавливают двух типов: обыкновенные (ГОСТ 8239-56\*) с высотой сечения от 100 до 700 мм и облегченные (ГОСТ 6184-52) с более тонкими стенками и высотой от 160 до 300 мм. Номер профиля равен высоте балки (в см). Двутавры прокатывают длиной до 19 м и применяют как прогоны кровли и несущие элементы балочных перекрытий. Кроме

того, из двутавров выполняют составные колонны.

*Балки двутавровые широкополочные* (ГОСТ 6183-52) применяют трех типов: балочные, легкие колонные и тяжелые колонные профили. Эти двутавры высотой сечения до 1000 мм предназначены для изготовления балок и колонн.

#### **Гнутые профили:**

Гнутые профили (ГОСТ 8276-63, 8277-63, 8278-63) изготавливают холодным способом (гнутием или прокаткой) из листов толщиной от 2 до 10 мм. Эти профили предназначены для изготовления легких конструкций и могут иметь различную форму. Преимущество гнутых профилей по сравнению с прокатными – их большая жесткость. Фермы из гнутых профилей легче ферм из прокатных уголков примерно на 10%.

#### **Трубы:**

Нефтегазопроводные трубы (ГОСТ 8731-74, 8732-78, 30564-98, 8733-74, 20295-85, Р 52079-2003) бывают бесшовные и сварные. Сварные трубы бывают прямошовные и спиралешовные.

Литература:

- 1) Технология конструкционных и трубопроводостроительных материалов/ В.И. Безпалько –М.: Издательский центр «Академия», 2008. -416 с.
- 2) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И. Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.

*Лекция №3*

**Основные виды соединений стальных конструкций.**

### **Вопросы:**

- б) Сварные соединения;
- 7) Заклепочные и болтовые соединения;

Основным видом заводских соединений стальных конструкций являются сварные соединения. Сварка до 20 % снижает трудоемкость изготовления, упрощает конструкцию в сравнении с заклепочным соединением. Время создания сварки относят к 1939-40 г. (предвоенный период – до этого применялись заклепочные соединения).

Но возникающие внутренние остаточные напряжения от сварки, суммируясь с напряжениями от действия сил на элемент, усложняют напряженное состояние сварного соединения. В частности, при сварке толстых элементов возникает объемное напряженное состояние, особенно опасное при действии динамических нагрузок и низких температур, когда оно способствует хрупкому разрушению соединения. В строительных конструкциях применяется в основном электродуговая (ручная, автоматическая, полуавтоматическая, газоэлектрическая и электрошлаковая) сварка. Применение контактной и газовой сварки ограничено.

Преимущество ручной электродуговой сварки заключается в ее универсальности. Она может выполняться в нижнем, вертикальном, горизонтальном и потолочном положениях (рис. 3.1), а также в труднодоступных местах. Более легко поддается механизации и дает лучшее качество шва сварка нижних швов. Вертикальные и потолочные швы трудно механизировать, а при выполнении вручную качество шва относительно не высоко, поэтому применения этих швов следует по возможности избегать.

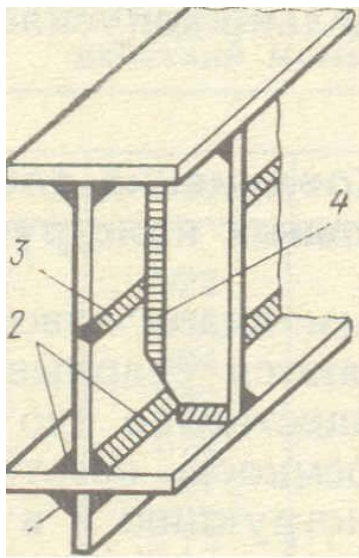


Рис. 3.1. Положение швов в пространстве:

- 1 - потолочный угловой шов; 2 - нижний угловой шов;
- 3 - горизонтальный стыковой шов; 4 - вертикальный угловой шов

Это обусловило ее широкое распространение на монтаже, где затруднено применение механизированных способов сварки. Однако ручная сварка обладает рядом недостатков - малой глубиной проплавления основного металла, малой производительностью по сравнению с автоматической сваркой под флюсом. Для компенсации этих недостатков применяют тугоплавкие обмазки, которые повышают производительность сварки и увеличивают глубину проплавления шва (сварка с глубоким проплавлением).

В случае автоматической и полуавтоматической сварки дуга замыкается под слоем флюса, флюс расплавляется и надежно защищает расплавленный металл от соприкосновений с воздухом; расплавленный металл в этих условиях остывает несколько медленней, хорошо освобождается от пузырьков газа и шлака, получается чистым, с ничтожным количеством вредных примесей; большая сила тока, допустимая при автоматической сварке, и лучшая теплозащита шва обеспечивают глубокое проплавление свариваемых элементов и большую скорость сварки, хотя этот вид сварки затруднительно вести в вертикальном и потолочном положениях. Электрошлаковая сварка (разновидность автоматической сварки) удобна для вертикальных стыковых швов металла толщиной от 20 мм и более. Она осуществляется под слоем расплавленного шлака; сварочная ванна защищена с боков медными ползунами, охлаждаемыми проточной водой. Сварка в среде углекислого газа не требует приспособлений для удержания флюса, может выполняться в любом пространственном положении, обеспечивает получение высококачественных сварных соединений, хотя при этой сварке поверхность шва получается менее гладкой, чем при сварке под флюсом. К недостаткам такой сварки также относится необходимость защищать рабочих от излучения дуги и от скопления газа.

**Сварные швы.** По своей форме сварные швы подразделяются на стыковые и угловые (валиковые). Стыковые швы служат для стыкования элементов, лежащих в одной плоскости. Они весьма эффективны, так как дают наименьшую концен-

трацию напряжений, хотя зачастую требуют дополнительной разделки кромок.

Угловые (валиковые) швы навариваются в угол, образованный элементами, расположенными в двух плоскостях. Создаваемый шов имеет форму валика.

**Сварные соединения.** По своему типу сварные соединения подразделяются на **стыковые, нахлесточные, тавровые и угловые.**

**Стыковые соединения** служат для стыкования элементов, лежащих в одной плоскости. Стыковые соединения бывают двух основных типов: встык (рис. 3.2.) и встык с накладками (рис. 3.3.).

### Рис.3.3. Виды сварных соединений встык с накладками

Швы, выполненные при соединении встык, бывают с разделкой кромок и без нее. По форме разделки кромок швы встык бывают U-, V- и X- образными. Для U- и V- образных швов, завариваемых с одной стороны, обязательна подварка корня шва с другой стороны для устранения возможных непроваров, являющихся источником концентрации напряжений. Соединения встык осуществляют стыковыми швами, прямыми или под углом 45-60°.

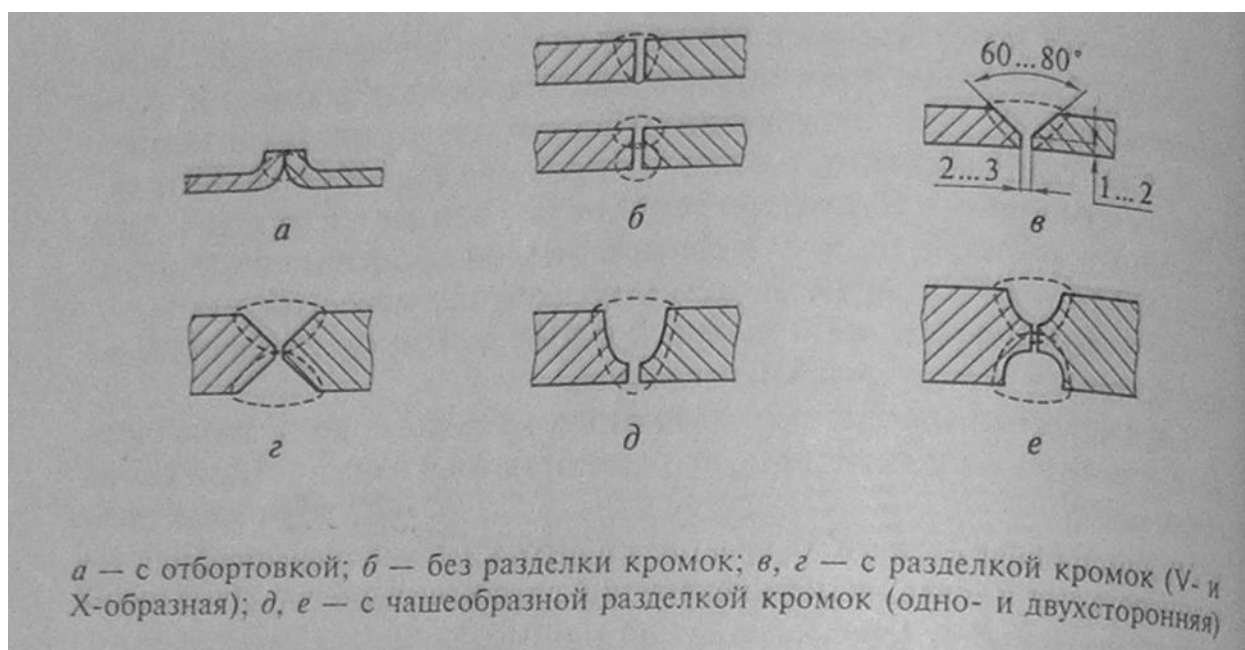


Рис.3.2. Виды сварных соединений встык

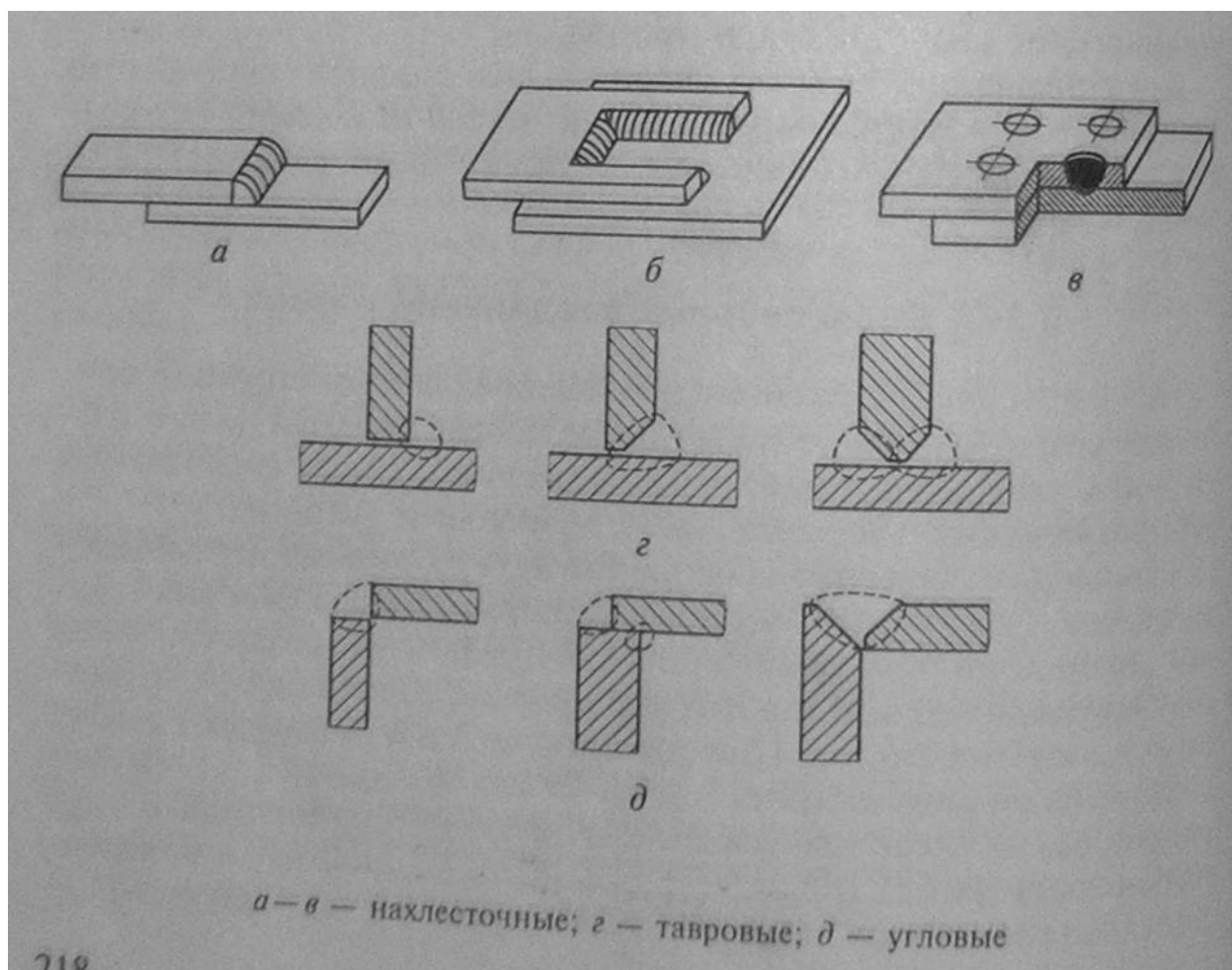
### Рис.3.3. Виды сварных соединений встык с накладками



Нахлесточные соединения (рис. 3.4.) характеризуются наличием перекрытия кромок свариваемых листов. Разновидностью таких соединений являются прорезные и электрозаклепочные соединения.

Тавровым называют соединение, в котором торец элемента примыкает к боковой поверхности другого элемента и приварен к ней угловыми швами.

Угловым называют соединение двух элементов, расположенных под углом и сваренных в месте примыкания их краев угловыми швами. Угловые и тавровые соединения показаны на рис. 3.4.



**Рис.3.4. Нахлесточные, угловые и тавровые сварные соединения**

### Расчет сварных соединений строительных конструкций.

В сварных соединениях расчетную длину сварного шва  $l_{ш}$  принимают равной его полной длине  $l$ , уменьшенной с учетом возможного непровара по концам:  $l_{ш} = l - 2t$ , где  $t$  - наименьшая толщина соединяемых элементов. В случае вывода концов шва за пределы стыка на временные подкладки, которые затем отрезаются, расчетная длина шва  $l_{ш}$  принимается равной его полной длине. Прочность

сварных швов характеризуется их расчетными сопротивлениями.

Стыковые соединения, перпендикулярные оси элемента, рассчитывают на центральное сжатие (растяжение) из условия

$$N \leq l_{ш} \times \delta_{ш} \times R_{c(p)}^{св},$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;  $l_{ш}$  – расчетная длина шва;  $\delta_{ш}$  – расчетная толщина шва, равная наименьшей толщине соединяемых элементов;  $R_{c(p)}^{св}$  – расчетное сопротивление сжатию (растяжению) стыкового шва.

Стыковые швы, перпендикулярные оси элемента, при действии изгибающего момента рассчитывают из условия

$$\sigma_{ш} = M/W = (6M)/(\delta_{ш} \times l_{ш}^2) \leq R_p^{св},$$

где  $\sigma_{ш}$  – нормальные напряжения в шве;  $M$  – изгибающий момент;  $W$  – момент сопротивления.

Косые стыковые швы рассчитывают на центральное сжатие (растяжение) из условий:

- $N \leq l_{ш} \times \delta_{ш} \times R_{c(p)}^{св} / \sin \alpha;$
- $\tau_{ш} = (N \times \cos \alpha) / (\delta_{ш} \times l_{ш}) \leq R_{cp}^{св}$

Здесь  $\tau_{ш}$  – касательные напряжения в шве;  $R_{cp}^{св}$  – расчетное сопротивление шва срезу.

Угловые соединения при действии продольной и поперечной сил рассчитывают на условный срез по двум сечениям: по металлу шва и по металлу границы сплавления:

- $N \leq \beta_f \times K_f \times R_{wf} \times \gamma_{wf} \times \gamma_c;$
- $N \leq \beta_z \times K_f \times R_{wz} \times \gamma_{wz} \times \gamma_c.$

Здесь  $\beta_f$ ,  $\beta_z$  – коэффициенты для расчета углового шва (по металлу шва и по границе сплавления соответственно);  $K_f$  – катет шва;  $R_{wf}$ ,  $R_{wz}$  – расчетные сопротивления углового шва условному срезу;  $\gamma_{wf}$ ,  $\gamma_{wz}$ ,  $\gamma_c$  – коэффициенты условий работы шва, принимаемые по табл. 3 СНиП II-23-81\*.

**Заклепочные соединения** элементов стальных конструкций ввиду значительной трудоемкости в настоящее время имеют ограниченное применение. Их используют в основном для соединений конструкций с тяжелым режимом работы,

при значительных динамических воздействиях (железнодорожные мосты и т.п.). Применяют заклепки из углеродистой стали марки Ст2 с пределом текучести 220 МПа, а также из низколегированной стали марки 09Г2 с пределом текучести 300 МПа. В строительных конструкциях наиболее распространены заклепки диаметром 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27 и 30 мм. Отверстия в соединяемых деталях образуют сверлением или продавливанием на 1...1,5 мм больше диаметра заклепки. В строительстве могут применять заклепки с полукруглыми, потайными и полупотайными головками.

**Болтовые соединения.** В соединениях стальных конструкций применяют обычные болты по ГОСТ 22356-70\*, высокопрочные болты по ГОСТ 22356-77 и анкерные (фундаментные) болты по ГОСТ 24379.1-80. Обычные и высокопрочные болты используют для соединения элементов стальных конструкций друг с другом, а анкерные – для присоединения конструкций к железобетонным фундаментам.

Болты бывают грубой, нормальной, повышенной точности, а также высокопрочные диаметром от 16 до 48 мм. Используют также анкерные болты диаметром до 90 мм. Кроме того, изготавливают анкерные болты диаметром до 90 мм. В комплект болта входят также гайка и шайба.

Болты имеют головку, тело, которые на 2-3 мм меньше толщины соединяемого пакета, и нарезную часть, на которую надевается шайба и навинчивается гайка. Болты грубой и нормальной точности и гайки к ним изготавливают из углеродистой стали и вводят в отверстия, образованные продавливанием или сверлением в отдельных элементах. Края отверстия обычно имеют негладкую поверхность, несовпадение отверстий в отдельных элементах, что ухудшает работу соединения. Разница в диаметрах болта и отверстия на 2...3 мм повышает деформативность соединения, хотя и облегчает посадку болтов и упрощает образование соединения.

Для болтов повышенной точности (из углеродистой или легированной стали) принято поверхность не нарезанной части тела болта обтачивать до строго цилиндрической формы, а диаметр отверстия для таких болтов равен диаметру болта плюс 3 мм.

Высокопрочные болты изготавливают из углеродистой стали 35 или легированных сталей 40Х, 40ХФА и 38Хс. Болты подвергают термической обработке в уже готовом виде. Высокопрочные болты ставят в отверстия большего, чем болт, диаметра, причем гайки затягивают специальным ключом, достигая большой силы натяжения болтов. Гайки плотно стягивают соединяемые элементы и препятствуют их взаимному сдвигу за счет трения между соединяемыми элементами.

Прочность болтовых и заклепочных соединений зависит не только от материала соединения, а также от качества отверстий, которые по нормам разделены на две группы: В – нормальной точности и С – повышенной точности. Группе С соответствуют болты и заклепки, поставленные в отверстия просверленные на проектный диаметр, в собранных элементах или в отдельных элементах по кондукторам-шаблонам. Группе В – продавленные или просверленные без кондукторов в отдельных деталях.

Расчет заклепочных и болтовых соединений (кроме высокопрочных) производится для двух случаев работы. Когда внешнее усилие направлено поперек оси болта, соединение работает на сдвиг, а болты работают на срез и смятие. Если же усилие действует вдоль оси стержня болта, то болты работают на растяжение, а разрушение соединения наступает после больших пластических деформаций, в результате чего усилие распределяется поровну между всеми болтами. Рис. 3.5, 3.6.

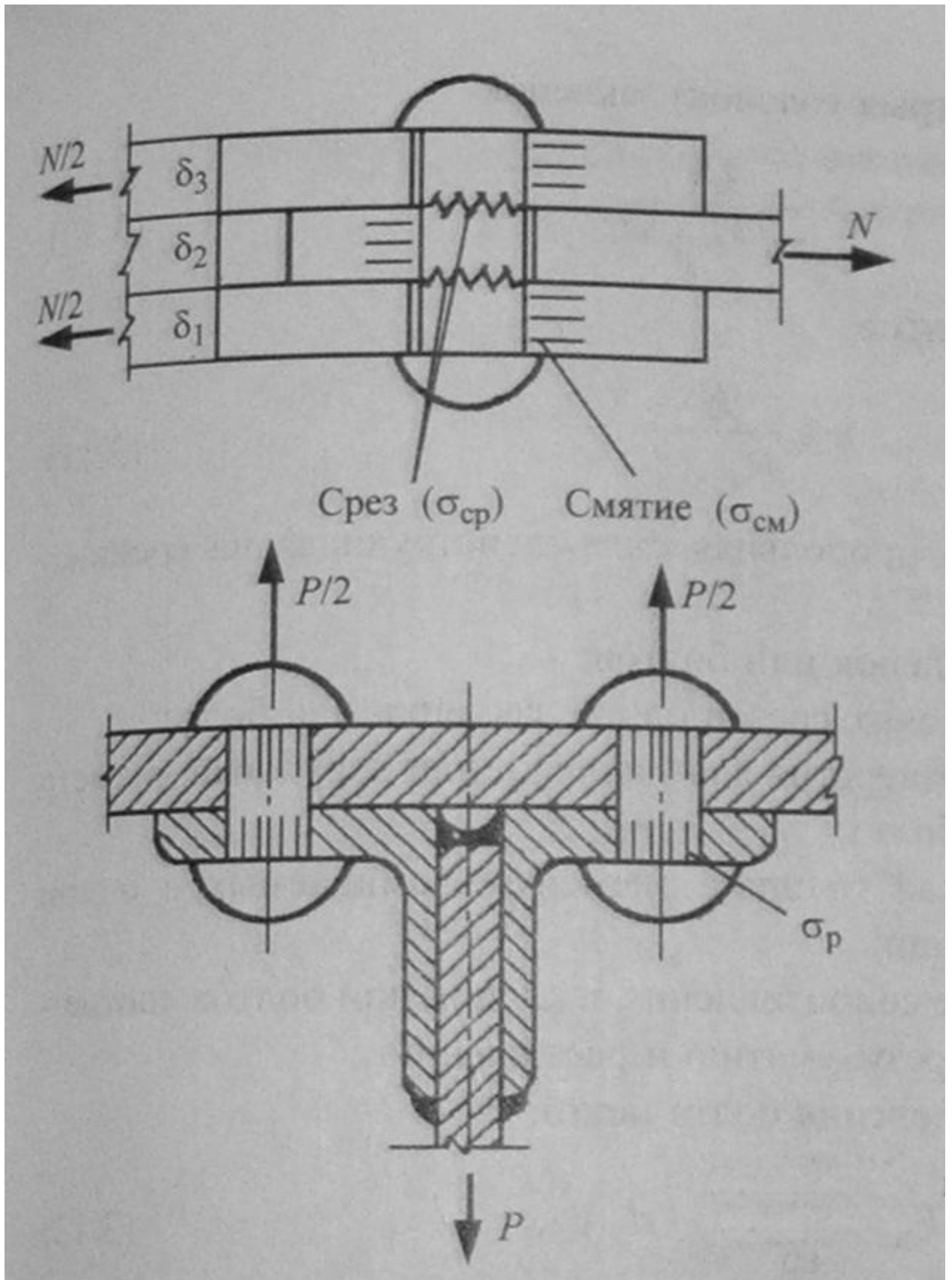
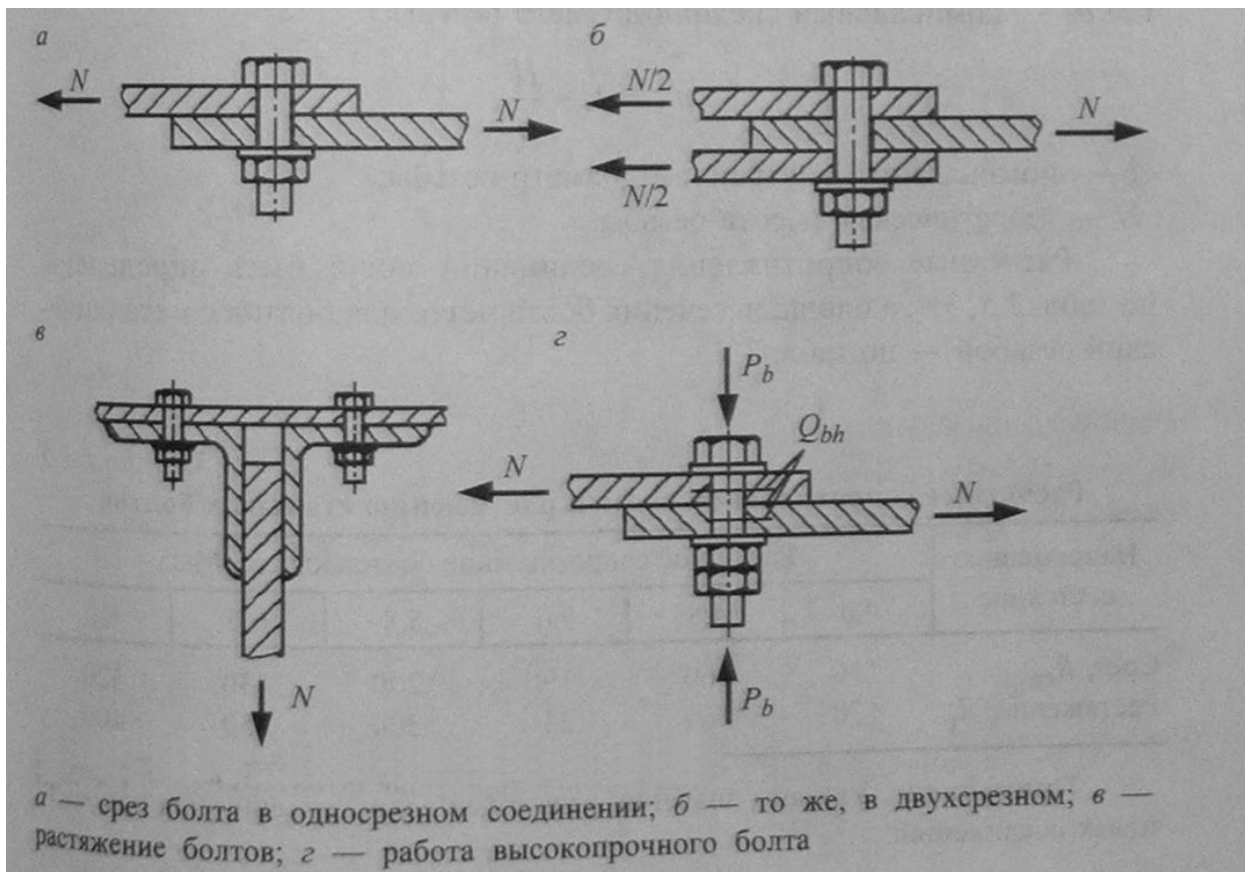


Рис.3.5. Схемы работ заклепочных соединений



**Рис.3.6. Схемы работ болтовых соединений**

На срез болтовые и заклепочные соединения рассчитывают из условия:

$$N \leq n \times n_{ср} \times A \times R_{ср},$$

где  $N$  – расчетная продольная сила, действующая на соединение;  $n$  – число заклепок или болтов;  $n_{ср}$  – число рабочих срезов одной заклепки или болта;  $A$  – площадь рабочего поперечного сечения заклепки или болта;  $R_{ср}$  – расчетное сопротивление заклепки или болта срезу.

На смятие болтовые и заклепочные соединения рассчитывают из условия:

$$N \leq n \times d \times \Sigma \delta_{мин} \times R_{см},$$

где  $d$  – диаметр отверстия для заклепки или наружный диаметр стержня болта;  $\Sigma \delta_{мин}$  – наименьшая толщина элементов сминаемых в одном направлении;  $n_{ср}$  – число рабочих срезов одной заклепки или болта;  $A$  – площадь рабочего поперечного сечения заклепки или болта;  $R_{см}$  – расчетное сопротивление заклепки или болта смятию.

На отрыв головок (растяжение) заклепочные соединения рассчитывают из условия:

$$N \leq n \times A \times R_p^{закл},$$

где  $R_p^{закл}$  – расчетное сопротивление заклепки растяжению.

На растяжение болтовые соединения рассчитывают из условия:

$$N \leq n \times F_{нт} \times R_p^{\delta},$$

где  $F_{нт}$  – площадь сечения стержня болта нетто (с учетом уменьшения наружного диаметра резьбой);  $R_p^{\delta}$  – расчетное сопротивление болта растяжению.

Расчет соединений на высокопрочных болтах выполняют с учетом передачи действующих в стыках усилий через трение, возникающее по соприкасающимся плоскостям соединяемых деталей. Требуемое число болтов рассчитывают исходя из условия

$$N \leq n \times N_{\delta},$$

где  $N_{\delta}$  – расчетное усилие воспринимаемое каждой поверхностью трения.

$$N_{\delta} = 0,65 \times m \times R_p^{\delta} \times f \times n_{тр},$$

где  $m$  – коэффициент условий работы болтового соединения;  $f$  – коэффициент трения, зависящий от качества и способа обработки соединяемых деталей,  $n_{тр}$  – число рабочих поверхностей трения одного болта.

Литература:

- 3) Технология конструкционных и трубопроводостроительных материалов/ В.И. Безпалько –М.: Издательский центр «Академия», 2008. -416 с.
- 4) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И. Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.
- 5) Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть (Справочник проектировщика)/ под ред. В.В. Кузнецова –М: Издательство АСВ, 1998, 576 стр.

*Лекция №4*

**Защита конструкций нефтегазовой отрасли от коррозии. Каменные материалы и растворы.**

### **Вопросы:**

- 8) *Защита конструкций нефтегазовой отрасли от коррозии;*
- 9) *Виды строительного камня и кладочных растворов;*
- 10) *Марки каменных материалов и растворов.*

Для защиты металлических конструкций нефтегазовой отрасли от коррозионных процессов применяют следующие способы:

- изоляция поверхности;
- использование коррозионно-стойких материалов;
- применение электрозащиты подземных сооружений;
- воздействие на окружающую среду с целью снижения ее агрессивности.

Целью **изоляции поверхности** является предотвращение непосредственного контакта с агрессивной средой. Это достигается путем создания на поверхностях специальной оболочки – *изоляционного покрытия*.

#### **Изоляционные материалы можно разделить на следующие группы:**

- лакокрасочные;
- цинковые;
- полимерные;
- битумные;
- стеклоэмалевые;
- алюминиевые.

#### **По количеству слоев покрытия разделяют на:**

- однослойные (покрытия из полимерных лент, порошков, красок, стеклоэмали и т.п.);
- многослойные (битумно-резиновые и т.п.).

Тип и общая толщина изоляционного покрытия зависят от степени агрессивности среды, назначения сооружения, а для конструкций в грунтах еще и от значения его электросопротивления и наличия блуждающих токов.

Покрытие должно быть плотным, прочным, обладать хорошей адгезией, с металлом, теплоустойчивым, морозостойким, химически стойким. Для конструкций эксплуатируемых в грунтах также обладать высоким электросопротивлением,



не содержать водорастворимых примесей, быть стойким против насыщения влагой. Всем этим требованиям не отвечает ни один из известных изоляционных материалов, поэтому для изоляции выбирают материалы, отвечающие наиболее характерным условиям строительной площадки.

**Использование коррозионно-стойких материалов** заключается в введении в металл при его плавке компонентов, повышающих его коррозионную стойкость (легирующие добавки), а также локализацию и удаление из металла вредных примесей.

**Электрозащита** применяется только в подземных металлических сооружениях. Применение электрозащиты почти полностью устраняет коррозионные процессы, однако оно очень дорого при эксплуатации.

**Воздействие на окружающую среду** предусматривает дезактивационную обработку агрессивной среды введением ингибиторов коррозии. К этому способу можно отнести удаление агрессивных компонентов из состава среды: деаэрация водных растворов, очистка воздуха от примесей, осушка воздуха и т.д.

Для кладки внутренних и наружных стен, а также столбов применяют различные виды камня, строительные растворы и стальная арматура (для армокаменных конструкций). Отдельные виды камня применяются для защиты строительных конструкций от опасных воздействий (химических, температурных, ударных и т.п.). Такие камни называют футеровочными.

Каменные материалы классифицируются по ряду признаков.

**По происхождению:**

- природные;
- искусственные.

**По материалу:**

- природные камни тяжелых пород (плотные известняки, песчаник, граниты);
- природные камни легких пород (известняк ракушечник, туф);
- искусственные камни для строительных конструкций (кирпич глиняный обыкновенный; кирпич глиняный пустотелый; кирпич силикатный; бетонные

и керамические блоки, блоки из шлако-, газо-, пено-, керамзито-, полистирол- и обычного бетона);

- искусственные камни для футеровки (каменный лист, огнеупорный футеровочный кирпич).

**По геометрическим размерам:**

- кирпич – искусственный камень высотой 65, 88 и 103 мм;
- искусственные каменные блоки высотой 140 мм;
- камни из мелкогабаритных элементов (мелкоштучные) с высотой до 200 мм;
- каменные блоки высотой до 500 мм.

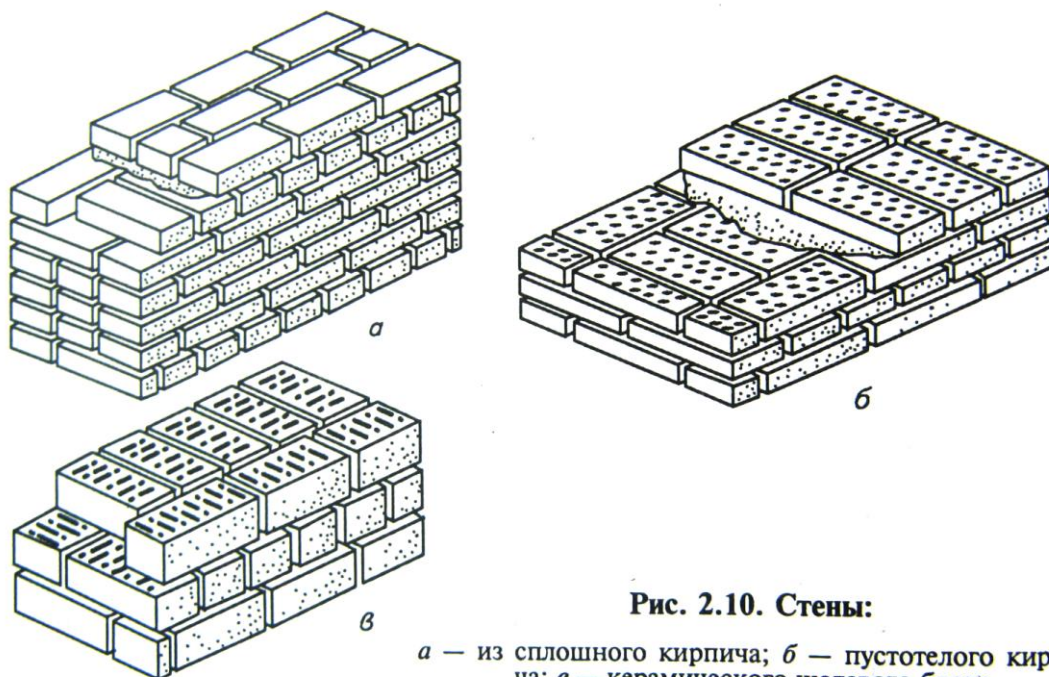
Каменные стены из мелкогабаритных элементов в большинстве случаев выкладывают из различных видов **кирпича** (рис. 4.1.), хотя в последнее время находят применение другие виды строительных изделий, например «Сибит», «Теплостен» и т.п.

Существует много разновидностей кирпича. Для конструкций подверженных большим нагрузкам применяют *керамический полнотелый кирпич* плотностью 1600...1900 кг/м<sup>3</sup>. Для увеличения теплоизоляционной способности стен применяют *керамический пустотелый кирпич* плотностью 700...1500 кг/м<sup>3</sup>. Для наружной версты наружных стен, внутренней версты стен вестибюлей, лестничных клеток и переходов рекомендуют применять износостойкий *облицовочный кирпич*.

Кроме керамических кирпичей применяют также *кирпич силикатный*. Плотность силикатного кирпича – 1800...1900 кг/м<sup>3</sup>. Он менее энергозатратен при производстве, но его не рекомендуют применять для кладки стен в условиях повышенной влажности.

Стандартный размер кирпича – 120х65х250, однако существуют кирпичи с высотой 88 и 103 мм.

Боковую поверхность кирпича с размером 120х65 мм называют *тычком*. Боковую поверхность кирпича с размером 65х250 мм называют *ложком*.



**Рис. 2.10. Стены:**

*a* — из сплошного кирпича; *б* — пустотелого кирпича; *в* — керамического щелевого блока

#### **Рис.4.1. Примеры стен из керамических камней.**

Поверхность кирпича с размером 250x120 мм называют *постелью*.

Соединения кирпичей между собой называют *швами*. Швы и кирпичи вместе образуют *кладку*.

**Блоки** (рис. 4.2.) могут изготавливать из керамических, бетонных или природных материалов.

Пустотелые керамические блоки обладают меньшей теплопроводностью, чем полнотелый керамический кирпич, что позволяет уменьшить толщину наружных стен. Пустотелые керамические блоки имеют размеры 120x140x250, то есть в 2 раза выше стандартного кирпича (рис. 4.1.). Это позволяет сэкономить кладочный раствор, что уменьшает стоимость кладки. Однако возрастает ее трудоемкость. Наибольшее распространение получили семищелевые керамические камни.

Бетонные блоки изготавливают из пено-, газо-, шлако-, керамзито- и обычных бетонов. Они могут быть пустотелыми и полнотелыми.

Рядовой размер полнотелых блоков – 588x288x300 мм. Их укладывают по цепной системе перевязки используя, кроме рядовых блоков, еще и неполномерные: трехчетвертные и половинки.

Бетонные камни с несквозными вертикальными пустотами изготавливают двух типоразмеров: 390x188x90 («половинка») и 390x188x190.

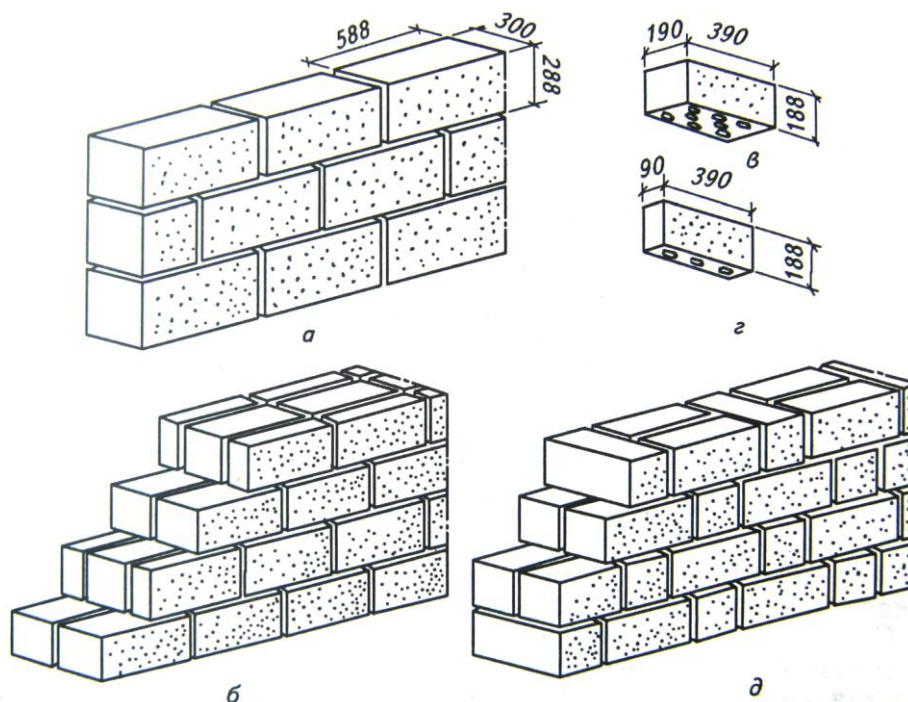


Рис. 2.13. Стеновые блоки и камни:

*а* — мелкий ячеистый блок; *б* — бетонный камень; *в* — камень со щелевыми пустотами; *г* — продольная половинка камня со щелевыми пустотами; *д* — природный камень правильной формы

#### Рис.4.2. Примеры стен из бетонных блоков.

**Кладочные растворы** – это правильно подобранная смесь вяжущего, мелко-го заполнителя, воды и, иногда, специальных добавок.

Растворы в каменной кладке для связывания отдельных камней, обеспечения равномерной передачи усилий с одних камней на другие, уменьшения продуваемости и влагопроницаемости кладки.

Растворы для каменных конструкций классифицируют по ряду признаков.

##### По виду вяжущего:

- цементные;
- известковые;
- гипсовые;
- глиняные;
- смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные).

##### По объемной массе в сухом состоянии:

- тяжелые (плотность свыше 1500 кг/м<sup>3</sup>);
- легкие (плотность менее 1500 кг/м<sup>3</sup>).

Для описания основных строительных свойств каменных материалов и растворов служат **марки**.

**Основной маркой для каменных материалов является марка по прочности.** Эта марка устанавливается по величине временного сопротивления сжатию, а для кирпича также и изгибу, в кгс/см<sup>2</sup>. Для каменных и армокаменных конструкций применяют следующие марки камней (М): 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000.

Условно по прочности камни разделяют на три группы:

- высокой прочности (М250...М1000);
- средней прочности (М75...М200);
- низкой прочности (М4...М50).

Предел *временного сопротивления сжатию* кирпича определяется либо на образцах состоящих из двух целых кирпичей, либо на образцах состоящих из двух его половинок. Кирпичи укладываются друг на друга постелями. Если испытания проводятся на половинках, то участки среза кирпича должны быть направлены в разные стороны. Толщина растворного шва устанавливается не более 5 мм. Поверхности, соприкасающиеся со штампами пресса, выравниваются и притираются слоем раствора высотой не более 3 мм.

После приготовления образец выдерживается в течении 3-х суток при температуре 20±5°С. При проведении испытаний нагрузка на образец должна возрастать непрерывно и равномерно. Разрушение должно наступить через 20...60 секунд после начала испытания. Предел прочности при сжатии (кгс/см<sup>2</sup>) определяется по формуле

$$R_{сж} = P/F,$$

где  $P$  – наибольшая нагрузка (кгс), установленная при испытании образца;  $F$  – площадь рабочего сечения образца (см<sup>2</sup>).

Предел *временного сопротивления изгибу* устанавливается по результатам испытаний кирпича на изгиб. При испытании кирпич устанавливается на две опо-

ры, одна из которых – шарнирно неподвижная, другая – шарнирно подвижная. Расстояние между опорами – 200 мм. Затем производится загрузка сосредоточенной силой в середине пролета. Расчетное сопротивление изгибу определяется по формуле

$$R_{изг} = M/W,$$

где  $M$  – наибольший изгибающий момент (кгс×см), установленная при испытании образца;  $W$  – момент сопротивления (см<sup>3</sup>).

Марка кирпича устанавливается испытанием не менее пяти образцов. По результатам испытаний определяют среднее арифметическое значение, которое сравнивается с эталоном, после чего назначается марка.

К камням каменной кладки наружных стен и фундаментов, предъявляются требования по морозостойкости, водостойкости, плотности, проценту пустотности. Для видимых верст каменной кладки предъявляются требования по форме, размерам и внешнему виду.

Морозостойкость каменных материалов определяется маркой  $F$ , обозначающей количество циклов замораживания-оттаивания, которое образцы выдерживают без образования видимых повреждений и снижения прочности. Для каменных материалов установлены следующие марки по морозостойкости – 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 300.

Испытания по определению водопоглощения, плотности и морозостойкости ведут в соответствии с ГОСТ 7025-91.

***Основной маркой для кладочных растворов является марка по прочности.***

Эта марка определяется временным сопротивлением в кгс/см<sup>2</sup> при сжатии кубика 7×7×7 см, испытанного в возрасте 28 суток. Кубик изготавливается с отсосом влаги. Для этого кубик делают в форме без дна и устанавливают на керамический кирпич. Температура, при которой твердеет образец, должна быть 20±2°С. Для растворов установлены следующие марки – 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200.

***Морозостойкость*** растворов определяется числом циклов замораживания-оттаивания до потери 15% первоначальной прочности или 5% от массы. Для растворов установлены марки по морозостойкости  $F_{10} \dots 300$ .

Литература:

- 6) Технология конструкционных и трубопроводостроительных материалов/ В.И. Безпалько –М.: Издательский центр «Академия», 2008. -416 с.
  - 7) Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть (Справочник проектировщика)/ под ред. В.В. Кузнецова –М: Издательство АСВ, 1998, -576 с.
- Железобетонные и каменные конструкции/ О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов –М: Издательство АСВ, 2008, -472

*Лекция №5*

## **Предельные состояния строительных конструкций.**

### **Нагрузки и воздействия**

***Вопросы:***

- 11) *Предельные состояния строительных конструкций;*
- 12) *Нагрузки и воздействия.*

Основой расчетов строительных конструкций, зданий и оснований является метод предельных состояний. Предельными состояниями называют такие состояния, при которых здания, сооружения, их конструкции или основания перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям, то есть теряют способность сопротивляться нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или повреждения.

Все СНиП, предназначенные для расчета конструкций из различных материалов (2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия», 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»)

бетонные конструкции», П-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции», П-23-81\* «Стальные конструкции», 2.02.01 «Основания зданий и сооружений» и др.), устанавливают 2 группы предельных состояний: **по потере несущей способности** (1-я группа); **по непригодности к нормальной эксплуатации** (2-я группа). Цель расчетов по предельным состояниям – обеспечить надежность и комфортность при возведении и эксплуатации здания.

Расчет по предельным состояниям **1-й группы** ведется для предотвращения:

- потери несущей способности от действия силовых факторов;
- потери устойчивости формы;
- потери устойчивости положения;
- потери несущей способности от совместного действия силовых факторов и неблагоприятных условий эксплуатации (агрессивные среды, попеременное замораживание-оттаивание, высокие температуры и т.п.)
- усталостного разрушения (расчет на выносливость конструкций находящихся под воздействием многократно-повторного нагружения).

Расчет по предельным состояниям **2-й группы** ведется для предотвращения:

- допущения чрезмерных деформаций (прогибов, углов поворота сечений и т.п.);
- образования трещин (только для железобетонных конструкций);
- чрезмерного раскрытия трещин (только для железобетонных конструкций).

По **первому предельному состоянию** должны быть проверены:

- все конструкции здания и их стыковые соединения в процессе строительства и эксплуатации. Сборные конструкции, также, проверяются при их изготовлении и перевозке;
- здание в целом – для предотвращения его опрокидывания при действии горизонтальных нагрузок;
- основание здания – для предотвращения потери несущей способности при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок.

По **второму предельному состоянию** проверяют:

- здание в целом для ограничения прогибов верха здания и ускорений колебаний от пульсации ветра;



- стены здания – для ограничения трещинообразования и взаимных смещений при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок;
- перекрытия, покрытия и лестницы – для ограничения трещин и прогибов от вертикальных нагрузок;
- колонны зданий, оборудованных мостовыми кранами, крановые эстакады, балки крановых путей и тормозные конструкции – для ограничения их горизонтальных перемещений;
- междуэтажные перекрытия – для ограничения их выгиба от действия усилий предварительного обжатия;
- железобетонные конструкции, при возможности возникновения в них растягивающих напряжений – для предотвращения образования трещин (1-я категория трещиностойкости) или ограничения ширины раскрытия трещины (2-я и 3-я категория трещиностойкости);
- основания зданий – для ограничения осадок и недопущения их неравномерности.

При проектировании строительных конструкций по методу предельных состояний задаются предельно допустимыми значениями таких характеристик конструкций, как прочностные, деформативные и комфортные.

Идея расчета конструкций и оснований по первой группе предельных состояний заключается в том, что действующие усилия от нагрузок и воздействий в сечении элемента –  $N$  не должно превышать расчетной способности сечения  $\Phi$ :

$$N \leq \Phi(R; A),$$

где  $R$  – расчетное сопротивление материала с учетом неблагоприятных воздействий;  $A$  – геометрический фактор.

Расчет по *предельным состояниям второй группы* всех строительных конструкций и оснований определяется предельными деформациями (прогибами, углами поворота сечения, перемещениями и т.п.), при превышении которой дальнейшая эксплуатация здания в целом или его участка становится невозможной

$$\Delta \leq f(5.1),$$

где  $\Delta$  – деформация конструкции;  $f$  - допускаемая предельная деформация.

Для железобетонных конструкций, при возможности возникновения в них растягивающих напряжений, расчет по второй группе предельных состояний ведется из условий:

$$N \leq N_{crc} \text{ (5.2) и}$$

$$a_{crc} \leq [a_{crc}] \text{ (5.3),}$$

где  $N_{crc}$  – усилие от нагрузок и воздействий в сечении элемента,  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещины в расчетном сечении от действия неблагоприятных нагрузок и воздействий,  $[a_{crc}]$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещины.

По условию 5.2 проверяют все указанные выше железобетонные элементы на возможность образования трещин, за исключением наклонных сечений железобетонных элементов (для них это условие выглядит по другому). Для элементов 1-й категории трещиностойкости несоблюдение этого условия недопустимо. Для элементов 2-й и 3-й категории трещиностойкости сравнение данных параметров необходимо для расчетов по условию 5.1 (прогибы железобетонного элемента зависят от его жесткости, а жесткость зависит от наличия трещин).

По условию 5.3 проверяют железобетонные элементы 2-й и 3-й категории трещиностойкости. При этом нормируется величина продолжительного и непродолжительного раскрытия трещины.

При проектировании следует учитывать нагрузки и воздействия, возникающие при возведении и эксплуатации здания, а также при изготовлении, складировании и перевозке сборных конструкций и их элементов.

В зависимости от продолжительности действия следует различать **постоянные и временные нагрузки**. Постоянные нагрузки действуют на конструкцию все время. Временные нагрузки могут воздействовать на конструкцию эпизодически.

**Временные нагрузки** в свою очередь подразделяются на:

- длительные;
- кратковременные;
- особые.

К **постоянным нагрузкам** относят:

- собственный вес стационарных конструкций;

- вес и давление грунтов, горное давление;
- усилия от предварительного напряжения конструкций.

К **длительным нагрузкам** следует относить:

- вес временных конструкций (перегородок, подливок, побетонок и т.п.);
- вес стационарного оборудования (станков, аппаратов, агрегатов, моторов, двигателей), за исключением оборудования вмонтированного в конструкции (турбины ГЭС, доменные печи, атомные реакторы);
- вес жидкостей, твердых и сыпучих тел, а также давление газов заполняющих оборудование или конструкцию;
- нагрузки от складированных материалов;
- температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;
- вес производственной пыли;
- часть нагрузки от людей, животных и бытовых устройств;
- часть вертикальной нагрузки от мостовых и подвесных кранов;
- часть снеговой нагрузки;
- часть температурных климатических воздействий;
- воздействия, обусловленные деформациями основания без коренного изменения их структуры;
- воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

К **кратковременным нагрузкам** следует относить:

- нагрузки возникающие при изготовлении, хранении и перевозке;
- полную нагрузку от людей, животных и бытовых устройств;
- полную нагрузку от мостовых и подвесных кранов;
- полную снеговую нагрузку;
- температурные климатические воздействия;
- ветровую нагрузку;
- гололедную нагрузку.

К особым нагрузкам относят:

- сейсмические воздействия;
- взрывные воздействия;
- нагрузки, вызванные резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования (удары, разрывы сосудов высокого давления и т.п.);
- воздействия, связанные с коренным изменением структуры грунтов.

Кроме разделения нагрузок по времени действия для проектирования имеет важное значение их разделение на нормативные и расчетные. Значения нормативных нагрузок определяются согласно СНиП 2.01.07-85\*, а также по специализированным отраслевым нормам, паспортам к оборудованию и справочным данным. Расчетные нагрузки получаются путем введения коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , который учитывает доверительную вероятность отклонения нормативных значений от возможных. Причем, если увеличение нагрузки влияет на конструкцию отрицательно, на него умножают, а если положительно, то делят. При расчете на прочность и устойчивость в условиях пожара, при взрывных воздействиях, столкновении транспортных средств с частями сооружений, расчетах на выносливость, расчетах по деформациям (если в нормах не установлены другие значения) коэффициент надежности по нагрузке принимается равным единице.

Кроме того, зданиям, в зависимости от их экономической, социальной и экологической значимости, назначают уровень ответственности. Существуют три уровня ответственности. I-й (повышенный) назначается для особо ответственных зданий, например резервуарам для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10000 м<sup>3</sup> и более, магистральным трубопроводам и т.п. II-й – для зданий массового строительства. III-й – для временных зданий и зданий вспомогательного назначения. В зависимости от уровня ответственности к нормативным и расчетным нагрузкам вводят коэффициент по уровню ответственности, равный 0.95...1.2, 0.95 и 0.8...0.95 соответственно. На него умножают значения нагрузок.

При расчетах конструкций и оснований для условий возведения зданий расчетные значения снеговых, ветровых, гололедных нагрузок и температурных климатических воздействий следует умножать на 0,8.

Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям следует выполнять с учетом неблагоприятных **сочетаний нагрузок**. Сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов действия различных нагрузок. Например, ветер одновременно может дуть только в одном направлении. Но здание рассчитывается на комбинации ветра приложенного ко всем сторонам здания.

**В зависимости от учитываемого состава нагрузок** различают:

- основные сочетания;
- особые сочетания.

**Основные сочетания** бывают трех видов:

- в которых учтены все постоянные нагрузки и одна временная с коэффициентом сочетания 1;
- в которых учтены все постоянные нагрузки и одна или более временных с коэффициентами сочетания для длительных нагрузок – 0,95; для кратковременных – 0,9;
- в которых учтены все постоянные нагрузки и три или более кратковременных с коэффициентами сочетаний для длительных нагрузок – 0,95, для кратковременных 1 – для наиболее значимой, 0,8 – для значимой, 0,6 – для менее значимых (данный случай также можно рассчитывать по предыдущему правилу).

**Особые сочетания** включают в себя одну особую нагрузку и все постоянные с коэффициентом сочетания 1, длительные нагрузки с коэффициентом сочетания 0,95, кратковременные нагрузки с коэффициентом сочетания 0,8. При этом учитываются не все временные нагрузки на здание. Например, при расчете на сейсмические воздействия не учитывается ветровая нагрузка, а при расчете на взрыв не учитывают все кратковременные нагрузки.

Кроме корректировки значений нормативных и расчетных нагрузок с помощью сочетаний, при расчете конструкций и оснований также используют **неблагоприятные комбинации загружений**. Далеко не всегда присутствие временной нагрузки на конструкции может повлиять на нее негативно. Поэтому рассматривают варианты с комбинированием тех или иных временных нагрузок. Времен-

ные нагрузки в комбинациях также могут располагаться не по всей возможной поверхности приложения, а занимать конкретные неблагоприятные участки.

Литература:

- 8) Железобетонные и каменные конструкции/ О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов –М: Издательство АСВ, 2008, -472 с.
- Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008

*Лекция №6*

**Порядок расчета строительных конструкций.**

**Основы расчета металлических конструкций.**

***Вопросы:***

- 13) *Порядок расчета и конструирования строительных конструкций;*
- 14) *Основные положения расчета стержневых металлических конструкций по 1-й группе предельных состояний.*

При расчете зданий, сооружений, их строительных конструкций, узлов и деталей (далее применяется термин *конструкции*) необходимо соблюдать определенный порядок. Конструкции рассчитывают в следующем порядке:

- 1) исходя из экспертного анализа, задаются материалом конструкций, и основным конструктивным решением (например, задаются тем, что фундаменты будут свайные);
- 2) определяют возможные нагрузки и воздействия на конструкции;
- 3) составляют возможные сочетания и комбинации нагрузок и воздействий;
- 4) анализируют и отбрасывают заведомо не определяющие сочетания и комбинации нагрузок и воздействий;
- 5) определяют прочностные и деформативные характеристики материалов;
- 6) в зависимости от наличия специфических условий корректируют нормативные и расчетные сопротивления, а также деформационные характеристики

- материалов (например, при эксплуатации бетона при влажности 75% и меньше его сопротивления уменьшают на 10% и т.п.);
- 7) от каждого сочетания и комбинации вычисляют внутренние усилия (выполняют статический, динамический, температурный и т.п. расчет);
  - 8) анализируют и отбрасывают заведомо не определяющие сочетания внутренних усилий;
  - 9) сложные конструкции разбивают на элементы или участки и классифицируют их по характеру работы;
  - 10) выполняют расчеты по 1-й группе предельных состояний (расчеты на прочность);
  - 11) выполняют расчеты по 2-й группе предельных состояний (расчеты на эксплуатационную пригодность);
  - 12) конструируют конструкцию с соблюдением конструктивных требований.

*Комментарии к 1-му пункту.*

При проектировании зданий и сооружений могут задаваться различными типами конструкций отдельных его частей. Например, рассматривать отдельно конструкции свайных фундаментов и фундаментов мелкого заложения, или рассматривать железобетонный и металлический каркас. Применение того или иного конструктивного решения здания в данном случае основывается на технико-экономическом анализе вариантов (так называемое вариантное проектирование).

*Комментарии к 3-му и 4-му пункту.*

Составляя сочетания, определяют **значения** нормативных и расчетных нагрузок в зависимости от длительности их действия и одновременного присутствия на конструкции (постоянная + одна временная, постоянная + несколько временных, постоянная + несколько временных из которых не менее 3-х кратковременные, особая + постоянная + временные). Составляя комбинации определяют **наиболее невыгодные положения** временных нагрузок для определения опасных сечений конструкции и значений внутренних усилий в них. Из опыта проектирования или анализа значений нагрузок допускается не составлять некоторые сочетания и комбинации на конкретные, неоднократно применяемые, конструкции зданий.

*Комментарий к 5-му и 6-му пункту.*

Значения нормативных и расчетных сопротивлений материалов и их деформационных характеристик приводятся в СНиП для расчета соответствующих конструкций (2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции», П-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции», П-23-81\* «Стальные конструкции» и др.). В этих же нормативных документах приведены коэффициенты по их корректировке, в зависимости от некоторых факторов. Однако, при проектировании специализированных зданий и сооружений или при ряде особых воздействий на конструкцию, следует рассматривать и ряд дополнительных норм и требований. Например, при кратковременных динамических воздействиях на железобетонные конструкции в СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции» приведен коэффициент к сопротивлениям бетона, увеличивающий их на 10%, а при тех же воздействиях на убежища гражданской обороны сопротивления бетона должны быть увеличены на 20%.

*Комментарий к 8-му пункту.*

Например, в опасном сечении от различных комбинаций нагрузок могут действовать  $M$ ,  $N$ , и  $Q$  отбрасывается только та комбинация внутренних усилий, в которой **все** значения  $M$ ,  $N$ , и  $Q$  меньше чем  $M$ ,  $N$ , и  $Q$  другой комбинации.

*Комментарий к 9-му пункту.*

Разбивка на элементы осуществляется, в случае если конструкция состоит из нескольких стержней, оси которых расположены в пространстве на разных прямых (фермы, решетчатые балки, решетчатые колонны и т.п.). Разбивка на участки осуществляется, в случае если поперечное сечение конструкции имеет различные геометрические или прочностные характеристики, а также, если в конструкциях имеется разное напряженно-деформированное состояние (пространственные и массивные конструкции).

*Комментарий к 10-му и 11-му пункту.*

Расчеты по предельным состояниям 1-й и 2-й групп ведутся исходя из реальных опасностей, таким образом, ряд расчетов можно опустить. Например, растянутые элементы не рассчитываются на потерю устойчивости, так как это явление для них невозможно (подобных случаев можно привести достаточно много). Так-



же не ведется расчет по 2-й группе предельных состояний для соединений, узлов и мест стыка конструкций.

*Комментарий к 12-му пункту.*

Для того чтобы конструкция удовлетворяла предъявляемым к ней требованиям необходимы не только ее соответствие предельным состояниям, а также и соблюдение конструктивных требований. Одним из примеров может служить минимальный процент армирования для железобетонных конструкций. Если он не соблюдается, то конструкция не может считаться железобетонной и с точки зрения расчетов должна быть принята бетонной.

### **Основные положения.**

Металлические конструкции по характеру работы под нагрузкой можно разделить на стержневые, листовые и вантовые.

*Стержневая конструкция* – конструкция, в которой, при определении внутренних усилий, высотой и шириной сечения можно пренебречь.

В настоящее время расчет металлических стержневых конструкций ведется поэлементно. Учет взаимодействия стержневых элементов конструкций происходит при определении их расчетных длин, которые далеко не всегда равны фактическим. Расчетная длина зависит от:

- фактической длины элемента;
- упругости смежных элементов;
- конструктивного оформления узлов;
- развития пластических деформаций в узлах;
- неточности изготовления узлов;
- обмятия и необратимых деформаций элементов в процессе их нагружения;
- наличия динамических воздействий;
- наличия коррозионных повреждений;
- типа опирания элемента;
- многопролетности элемента;
- наличия изменений сечения элемента по его длине.

Расчетная длина определяется по формуле

$$l_{ef} = l \times \mu,$$

где  $l$  – длина элемента;  $\mu$  – коэффициент расчетной длины.

Коэффициенты для определения расчетных длин приведены в [1] стр. 217 табл. 4.3.

После определения расчетных длин в зависимости от условий опирания, мест приложения и вида нагрузок составляют расчетную схему, с помощью которой ведут расчет внутренних усилий (статический, динамический и температурный расчет).

Элементы металлоконструкций работают в неодинаковых условиях и степень их повреждаемости при транспортировке, монтаже и в процессе эксплуатации может существенно различаться. Поэтому при расчетах по 1-й группе предельных состояний вводится коэффициент условий работы  $\gamma_c$ , который изменяется от 0,7 до 1,2. Значение коэффициента определяется по СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции».

Для элементов стержневых металлических конструкций существуют ограничения по гибкости. Данные ограничения обусловлены практикой эксплуатации, монтажа и транспортировки. Предельные гибкости приведены в [1] стр. 220 табл. 4.4.

Литература:

- 9) Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть (Справочник проектировщика)/ под ред. В.В. Кузнецова –М: Издательство АСВ, 1998, -576 с.
- 10) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И. Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.

*Лекция №7*

**Расчет металлических конструкций по предельным состояниям 1-й группы.**

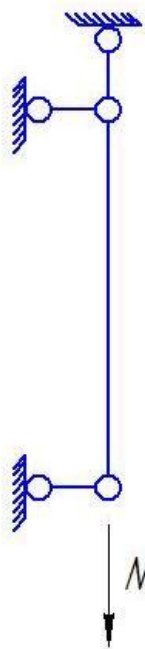
**Вопросы:**

- 15) Расчет центрально растянутых элементов;
- 16) Расчет центрально сжатых элементов;

17) Расчет изгибаемых элементов;

18) Расчет внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов.

### Центрально растянутые элементы



Центрально растянутый стержень – такой, у которого линия действия силы совпадает с центром тяжести сечения и во всех волокнах поперечного сечения возникают растягивающие деформации.

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

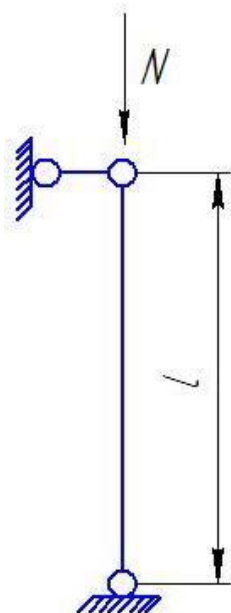
$A_n$  – площадь сечения с учетом ослаблений.

Если допускается эксплуатация после достижения металла условного или физического предела текучести, то расчет выполняется по формуле:

$$\frac{N}{A_n} \leq R_n \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}$$

### Центрально сжатые элементы

Определение аналогично центрально-растянутому, только во всех волокнах поперечного сечения возникают сжимающие деформации. Расчет сжатых элементов производится с учетом продольного изгиба и допущения пластических деформаций:



$$\frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

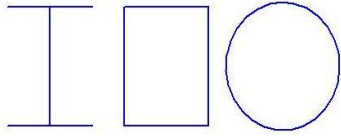
$\varphi$  – коэффициент учета продольного изгиба и пластических деформаций, определяется по формулам 8, 9, 10 или по таблице 72 СНиП – 23 – 81\* в зависимости от  $R_y$  стали и гибкости элемента.

Гибкость сплошностенчатого элемента определяется по формуле

$$\lambda = l_{ef} / i, \text{ где}$$

$i = \min(i_x, i_y)$  - минимальный радиус инерции сечения.

$$l_{ef} = \mu \cdot l - \text{расчетная длина стержня};$$

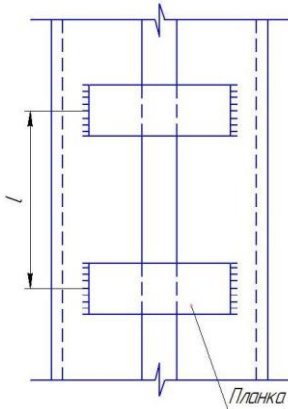


$l$  - геометрическая длина;

$\mu$  - коэффициент приведения длины.

Сплошнотенчатые  
элементы

Коэффициенты приведения длины определяются по приложению в СНиП II - 23 - 81\*. Например для шарнирно - опертого стержня  $\mu = 1$ , для консольно-зашемленного стержня  $\mu = 2$ .

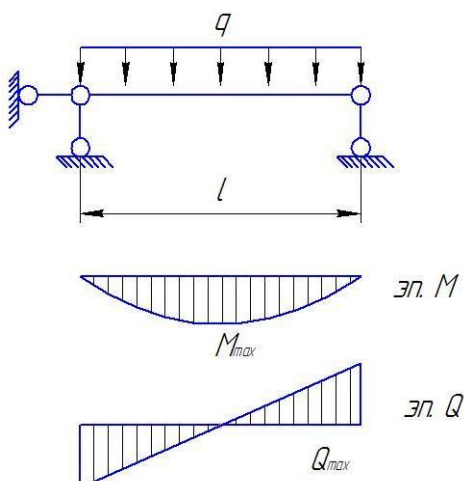


Для составных стержней, ветви которых соединены планками или решетками, коэффициент  $\lambda$  относительно оси, перпендикулярной плоскости планок или решеток определяется с заменой гибкости  $\lambda$  на приведенную гибкость  $\lambda_{ef}$ .  $\lambda_{ef}$  определяется по таб.7 СНиП II - 23- 81\* или по справочным данным.

Кроме того, для составных стержней, необходимо проверить устойчивость каждой отдельной ветви на участке между планками или соединительными решетками.

### Изгибаемые элементы

Один из распространенных изгибаемых элементов - это балка на двух опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой. От действия моментов и поперечных сил в сечении балки возникают нормальные  $\sigma$  и касательные  $\tau$  напряжения.



Расчет элементов, изгибаемых в одной плоскости на прочность:

$$M / W_{n, \min} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

$W_{n,\min}$  - минимальный момент сопротивления сечения.

Расчет на действие касательных напряжений:

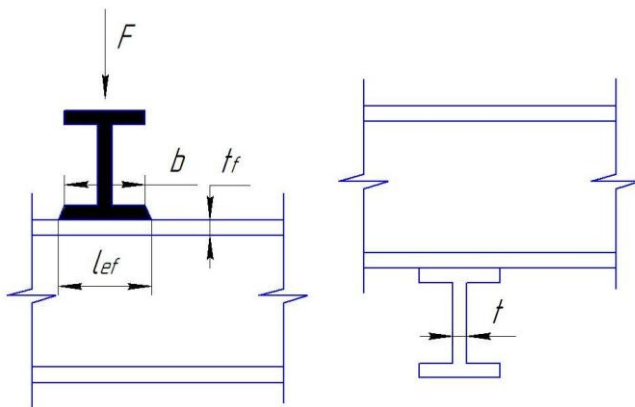
$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot t} \leq R_s \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

$S$  – статический момент сечения;

$J$  – момент инерции сечения;

$t$  – толщина элемента в месте определения касательных напряжений.

Для случая, когда на элемент действуют местные сжимающие нагрузки, например на главную балку оперта сверху второстепенная, проверяются местные напряжения:



$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t \cdot l_{ef}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$l_{ef} = b + 2t_f$  – ширина распределения нагрузки,  $b$  – ширина полки верхней балки.

Так же балки рассчитываются на устойчивость плоской формы изгиба:

$$\frac{M}{\varphi \cdot W_c} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

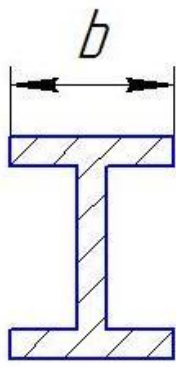
$W_c$  – момент сопротивления сжатого пояса;

$\varphi$  – коэффициент, определяемый по приложению 7 СНиП 2 – 23 – 81\*.

Устойчивость балок не требуется проверять в случае:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный.

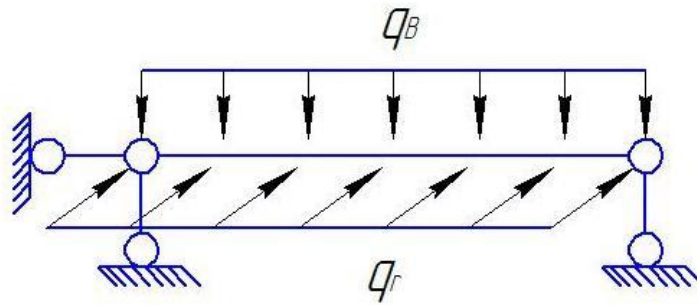
б) при отношении расчетной длины балки к ширине сжатого пояса не превышающем предельных значений:



$$l_{ef}/b \leq \left[ l_{ef}/b \right], \text{ где}$$

$$\left[ l_{ef}/b \right] - \text{ по таблице 8* СНиП II - 23 - 81* .}$$

Если балка изогнута в двух главных плоскостях:



$$\frac{M_x}{J_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

$x$  и  $y$  – координаты рассматриваемой точки сечения относительно главных осей.

Балки сплошного сечения, несущие статическую нагрузку допускается рассчитывать с учетом развития пластических деформаций:

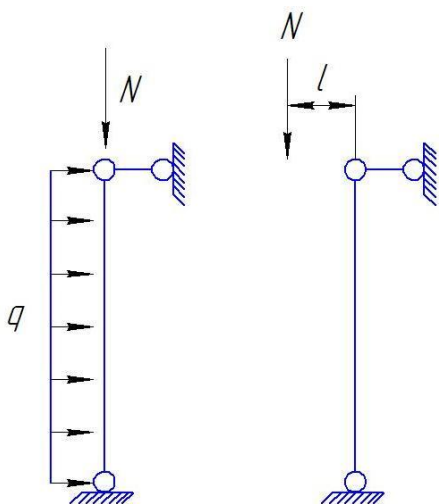
$$\frac{M}{C_1 \cdot W_{yn, \min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ или}$$

$$\frac{M_x}{C_x \cdot W_{xn, \min}} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{yn, \min}} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

коэффициенты  $C_1$ ,  $C_x$  и  $C_y$  – учитывают ограничение развития пластических де-

формаций и определяются по формулам (42), (43) и таб.66 СНиП II – 23 – 81\* .

**Внецентренно сжатые и сжато-изгибаемые элементы**



В данном случае в поперечном сечении стержня возникают продольная сила и изгибающий момент, и соответственно поперечная сила.

Расчет на прочность производится с учетом развития пластических деформаций при  $R_y \leq 530$  МПа,  $\tau \leq 0,5 R_s$  и  $N/(A_n \cdot R_y) > 0,1$ , при отсутствии динамических воздействий по формуле

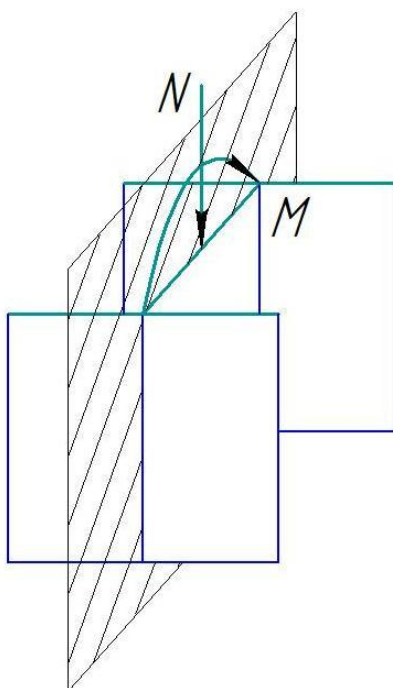
$$\left( \frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y \cdot W_{yn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1, \text{ где}$$

$n$ ,  $C_x$  и  $C_y$  – коэффициенты, учитывающие развитие пластических деформаций, принимаются по приложению 5 СНиП II -23 – 81\*.

В случаях, когда пластические деформации не допускаются:

$$\frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{J_{xn}} \cdot y \pm \frac{M_y}{J_{yn}} \cdot x \leq R_y \cdot \gamma_c$$

Расчет на устойчивость производится как в плоскости действия момента (плоская форма потери устойчивости), так и из плоскости (изгибо-крутильная форма потери устойчивости).



Расчет в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

$\varphi_e$  принимается по таблице 74 СНиП II -23-81\*, в

зависимости от условий гибкости  $\lambda = \lambda \sqrt{R_y / E}$  и

приведенного относительно эксцентриситета

$m_{ef} = \eta \cdot m$ , здесь  $\eta$  - коэффициент влияния формы

сечения (73 СНиП II -23-81\*);  $m = e \cdot A / W_c$  – относительный эксцентриситет;  $e$  – эксцентриситет;  $W_c$  – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна.

Расчет на устойчивость из плоскости изгиба, при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии:

$$\frac{N}{C \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

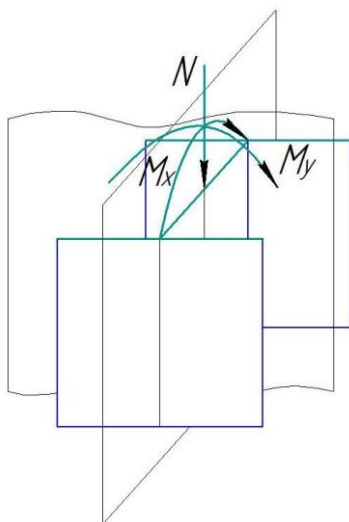
$\varphi_y$  – коэффициент, зависящий от продольного изгиба и прочностных характеристик стали, определяемый как для центрально – сжатого стержня.

$C$  – коэффициент, зависящий от многих параметров, определяется по рекомендациям п.5.31 СНиП II – 23 – 81\*.

Для внецентренно сжатых элементов, изгибаемых в плоскости наименьшей жесткости ( $J_y > J_x$ ) проверка на устойчивость из плоскости производится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

$\varphi_x$  - определяется как для центрально сжатого стержня.



Если стержень изгибается в двух плоскостях, расчет на устойчивость проводится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_{exy} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \text{ где}$$

$$\varphi_{exy} = \varphi_{ey} \left( 0,6\sqrt[3]{C} + 0,4\sqrt[4]{C} \right), \text{ где}$$

$\varphi_{ey}$  и  $C$  определяются по рекомендациям п.5.34 СНиП II -23 – 81\*.

Литература:

- 11) Металлические конструкции. В 3 т. Т.1. Общая часть (Справочник проектировщика)/ под ред. В.В. Кузнецова –М: Издательство АСВ, 1998, -576 с.



- 12) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И. Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.

*Лекция №8*

**Расчет нормальных сечений железобетонных конструкций по предельным состояниям 1-й группы.**

**Вопросы:**

- 19) Расчет нормальных сечений элементов произвольного профиля;
- 20) Расчет нормальных сечений элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой;
- 21) Расчет нормальных сечений элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой;
- 22) Расчет нормальных сечений элементов таврового профиля.

**РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОИЗВОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ.**

Исчерпание несущей способности изгибаемых элементов может произойти как от изгибающего момента  $M$  при небольшой или нулевой поперечной силе  $Q$  (нормальное к продольной оси сечение), так и от поперечной силы  $Q$  при сравнительно небольшом значении момента  $M$  (наклонное сечение) (Рис. 0.1).

Чтобы понять работу и характер разрушения изгибаемых железобетонных элементов, рассмотрим напряженное состояние балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (Рис. 0.1).

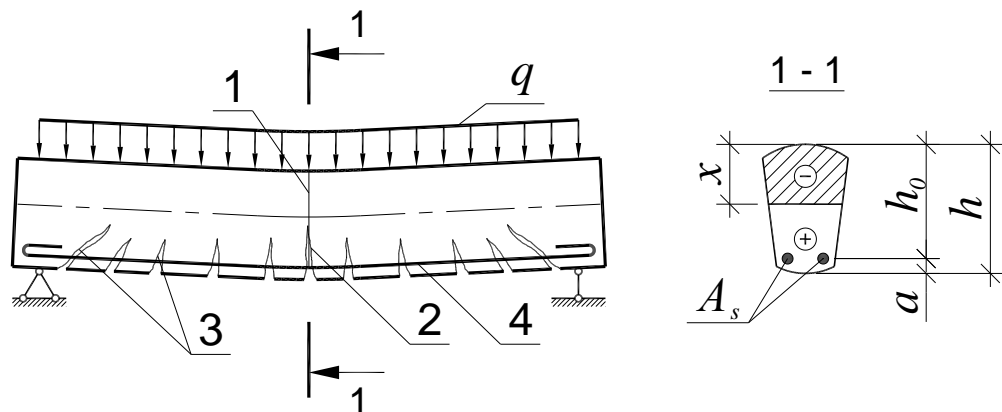


Рис. 0.1. К расчету изгибаемых элементов: 1 – нормальное сечение 1 – 1; 2, 3 – соответственно нормальные и наклонные трещины; 4 – продольная рабочая арматура.

От действия изгибающего момента в зоне чистого изгиба возникают только нормальные напряжения  $\sigma$ . На участке, где действует поперечная сила, появляются касательные напряжения  $\tau$ , которые вместе с нормальными образуют главные растягивающие и сжимающие напряжения.

$$\sigma_{mc} = 0.5 \left( \sigma \pm \sqrt{\sigma^2 - 4\tau^2} \right). \quad (0.1)$$

Опасными для железобетонных балок являются главные растягивающие напряжения, т.к. бетон плохо сопротивляется растяжению. В зависимости от соотношения  $\sigma$  и  $\tau$  главные растягивающие напряжения будут иметь переменное направление по длине элемента. В тех случаях, когда главные растягивающие напряжения превосходят предел прочности бетона на растяжение ( $\sigma_{mi} \geq R_{bm}$ ), по направлениям, перпендикулярным растягивающим усилиям, образуются трещины. Для восприятия растягивающих напряжений в соответствии с их траекторией в балке ставят продольную и поперечную арматуру (наклонные стержни и хомуты). Наклонные стержни ставят обычно под углом  $45^\circ$  к оси балки по траектории главных растягивающих напряжений. Поперечные стержни хотя и не соответствуют направлению  $\sigma_{mi}$ , но работают по вертикальной составляющей косоугольного усилия.

Если в элементе продольная рабочая арматура расположена только в растянутой зоне, то поперечное сечение такого элемента называют сечением с одиночным армированием. В случае усиления сжатой зоны элемента продольной арматурой сечение называют с двойным армированием.

Многочисленные экспериментальные исследования показывают, что изгибаемый элемент может разрушиться как по нормальному к оси балки сечению (от действия изгибающего момента), так и по наклонному (от совместного действия изгибающего момента и поперечной силы). В соответствии с этим расчет прочности производится по обоим сечениям.

В зависимости от количества арматуры, расположенной в растянутой зоне элемента его разрушение по нормальному сечению может произойти по одному из двух случаев:

**Случай 1.** – начинается достижением в растянутой арматуре предела текучести (фактического или условного) и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны вследствие достижения в нем предела прочности на сжатие (нехрупкое разрушение). Этот случай наблюдается в нормально армированных элементах.

**Случай 2.** – наблюдается в переармированных сечениях. Разрушение происходит при достижении предела прочности в сжатом бетоне. При этом значения напряжения в растянутой арматуре ниже предела текучести. Разрушение переармированных сечений всегда носит хрупкий характер.

При малом количестве арматуры с появлением первой трещины, арматура сразу же рвется, и элемент разрушается как бетонный.

Положение границы между случаями 1 и 2 устанавливают в зависимости от относительной высоты сжатой зоны  $\xi = x/h_0$ . Значение  $\xi$ , при котором одновременно происходит исчерпание несущей способности бетона сжатой зоны и растянутой арматуры, обозначают  $\xi_R$ . Если  $\xi \leq \xi_R$  – имеет место случай 1, если  $\xi > \xi_R$ , то имеет место случай 2. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны  $\xi_R$  определяют по эмпирической формуле, полученной на основе статистической обработки многочисленных данных опытных исследований зависимости  $\xi_R$  от  $\sigma_s$ .

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}, \quad (0.2)$$

где  $\omega = \alpha - 0.008 R_b$  – характеристика сжатой зоны бетона.

Здесь  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого	0.85
мелкозернистого групп:	
А	0.80
Б и В	0.75
легкого и поризованного	0.80

$\sigma_{sc,u}$  – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны, принимаемое при  $\gamma_{b2} \geq 1$  равным 400 МПа, а для элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов, если учитывается  $\gamma_{b2} < 1$  – равным 500 МПа.

$\sigma_{sR}$  – предельное напряжение в арматуре растянутой зоны, МПа, принимаемое для арматуры классов:

$$A-I, A-II, A-III, Bp-I - \sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp};$$

$$A-IV, A-V, A-VI, At-VII - \sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp};$$

$$B-II, Bp-II, K-7, K-19 - \sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}.$$

Здесь  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом всех соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, за исключением  $\gamma_{s6}$ ;

$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \sigma_{sp2}$  – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp} < 1$ , так как  $\sigma_{sp}$  не снижает несущую способность элемента;

$\Delta\sigma_{sp}$  – при механическом и комбинированных методах предварительного напряжения арматуры классов A-IV, A-V, A-VI:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 \geq 0,$$

при других методах предварительного напряжения арматуры классов A-IV, A-V, A-VI, а так же для арматуры классов B-II, Bp-II, K-7 и K-19 при любых методах предварительного напряжения арматуры значение  $\Delta\sigma_{sp} = 0$ .

Значения  $\xi_R$  для арматуры с физическим пределом текучести и для всех видов бетона приведены в табл. 18 и 19 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов состоит в определении размеров поперечного сечения элемента и площади поперечного сечения растянутой рабочей арматуры, гарантирующих надежную работу железобетонных конструкций в течение заданного срока службы зданий.

Прочность нормальных сечений рассчитывают на усилия, полученные из расчета железобетонных конструкций на воздействие расчетных статических или динамических нагрузок. Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям относится к расчету по первой группе предельных состояний. В основу расчета положена стадия III напряженно деформированного состояния. При этом принимаются следующие исходные положения:

- внутренние усилия в расчетном сечении элемента определяют для стадии его разрушения;
- рассматривается сечение, проходящее по трещине в растянутом бетоне, сопротивление бетона растяжению не учитывается ( $\sigma_{bt} = 0$ );
- сопротивление бетона сжатию представляют напряжениями, равными  $R_b$ , а эпюру напряжений принимают прямоугольной;
- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более ее расчетного сопротивления  $R_s$ , сжимающие – не более расчетного сопротивления сжатию  $R_{sc}$ .

Определение напряжений в нормальных сечениях элементов является статически неопределимой задачей, потому что искомым четыре величины ( $A, R_b, A_s, R_s$ ), а использовать можно только два уравнения статики:  $\sum M = 0$  и  $\sum N_x = 0$ . Поэтому расчет нормальных сечений выполняется из предположения, что заданы три из четырех неизвестных –  $b, h, R_b, R_s$  или  $A_s, R_b, R_s$ .

В общем случае изгибаемые элементы могут быть армированы напрягаемой и ненапрягаемой арматурой  $S$  и  $S'$ , расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах расчетного сечения (Рис. 0.2). При этом высокие предварительные напряжения арматуры  $A'_{sp}$  к моменту разрушения элемента могут быть не погашены. непогашенная часть предварительных напряжений будет продолжать обжимать бетон сжатой зоны, что может снизить несущую способность элемента, по-

тому что напряжения обжатия бетона суммируются с напряжениями сжатия его усилием от внешней нагрузки.

Схема получения расчетных формул может быть представлена следующим образом: на изгибаемом элементе в сечении с максимальным изгибающим моментом, делаем мысленно сечение, которое делит элемент на две части.

Одну часть оставляем для рассмотрения, другую часть отбрасываем, а ее действие на оставшуюся часть заменяем внутренними усилиями, приложенными соответственно к центру тяжести эпюры напряжений в сжатом бетоне и центру тяжести поперечного сечения арматуры.

Рассмотрим вырезанный из балки элемент, армированный как обычной, так и предварительно напряженной арматурой. С левой стороны на этот элемент действует изгибающий момент от расчетных нагрузок, а с правой – внутренние усилия (в стадии III напряженно-деформированного состояния с учетом вышеприведенных предпосылок). Расчетные формулы для определения прочности нормальных сечений любой симметричной формы выводят из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии  $\sum M = 0$  и  $\sum N_x = 0$ . Здесь и далее  $\sum M = 0$  – сумма моментов внутренних усилий относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре;  $\sum N_x = 0$  – сумма проекций сил в расчетных сечениях на горизонтальную ось.

В случае армирования сечения изгибаемого элемента двойной ненапрягаемой и напрягаемой арматурой (общий случай армирования) (Рис. 0.2), усилия в сжатой и растянутой зонах сечения будут равны:

$$\begin{aligned} N_b &= R_b A_{bc}, \\ N_s &= R_s A_s, \\ N'_s &= R_{sc} A'_s, \\ N_{sp} &= \gamma_{s6} \sigma_{sp} A_{sp}, \\ N'_{sp} &= \sigma'_{sp} A'_{sp}. \end{aligned}$$

Для сечения с двойной ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, уравнение  $\sum N_x = 0$  можно записать в следующем виде:

$$R_b \cdot A_{bc} + R_{sc} A'_s + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - R_s \cdot A_s - \gamma_{s6} \cdot \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 0. \quad (0.3)$$

Из уравнения (0.3) определяют положение нейтральной линии (высоту сжатой зоны  $x$ ).

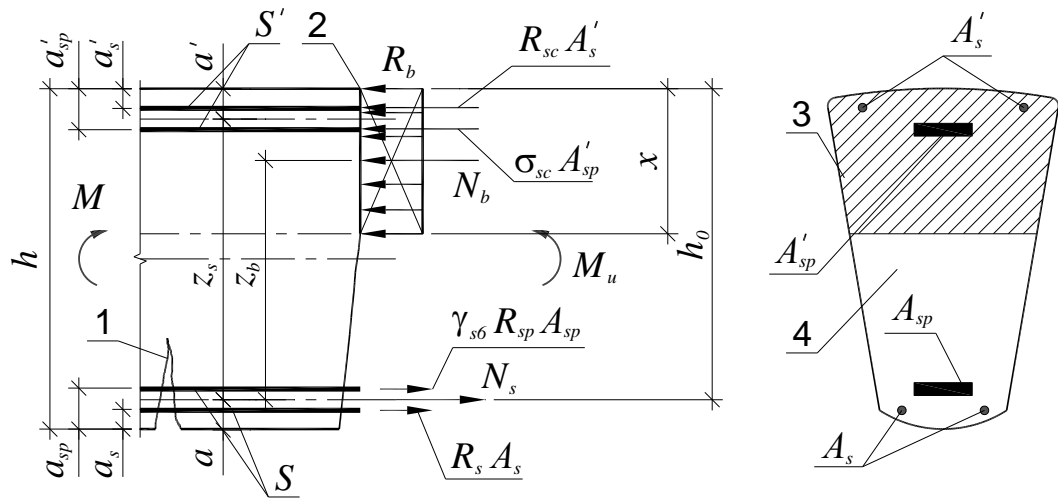


Рис. 0.2. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении элемента любой симметричной формы: 1 – нормальные трещины; 2 – расчетное сечение; 3 – сжатая зона сечения; 4 – то же, растянутая арматура;

Прочность нормальных сечений изгибаемого элемента будет обеспеченной, если внешний момент  $M$  не превосходит несущую способность сечений элемента, выраженную в виде обратно направленного момента  $M_u$  внутренних сил ( $M \leq M_u$ ).

Поэтому уравнение  $\sum M = 0$  запишется в следующем виде:

$$M \leq M_u = R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma'_{sp} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}), \quad (0.4)$$

где  $z_b = f(x)$  – плечо внутренней пары сил;  $\gamma_{s6}$  – коэффициент условий работы для высокопрочной арматуры классов А–IV, А–V, А–VI, В–II, Вр–II, К–7, К–19 при соблюдении условия  $\xi < \xi_R$  при натяжении её выше условного предела текучести.

Значение этого коэффициента определяется по формуле (п.3.13 [Ошибка! Источник ссылки не найден.]):

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left( \frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta \quad (0.5)$$

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

А–V, В–II, Вр–II, К–7 и К–19 1.15

А–VI, АТ–VII 1.10

$\xi = \frac{x}{h_0}$  – относительная высота сжатой зоны, определяемая без учета коэффициента

та  $\gamma_{s6}$ ;  $\xi_R$  – наибольшее (граничное) значение высоты сжатой зоны;  $h_0 = h - a$  – рабочая высота сечения;  $a = a_1 + 0.5d$  – при однорядном расположении арматуры;  $a = a_1 + 0.5d + 0.5c$  – при двухрядном расположении арматуры;  $a_1$  – защитный слой бетона;  $c$  – расстояние между осями стержней при двухрядном расположении арматуры.

Расстояние от нижней грани сечения до равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре может быть определено по выражению

$$a = \frac{R_s A_s a_s + \gamma_{s6} \sigma_{sp} A_s a_{sp}}{R_s A_s + \gamma_{s6} \sigma_{sp} A_s}$$

Напряжения в сжатой арматуре принимаются равными  $R_{sc}$ : для арматуры классов А–I, А–II и А–III –  $R_{sc} = R_s$ , а для классов А–IV – 450 МПа, А–V, А–VI, А–VII, Вр–II – 500 МПа, Вр–I – 375 МПа, по табл. 15 п. 2 а, в п. 2 б табл. 15 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], а также конструкций из ячеистого и поризованного бетонов Вр–I – 340 МПа, В–II, Вр–II, К–7, К–19 – 400 МПа.

В предварительно напряженной арматуре, расположенной в сжатой зоне, напряжения принимают  $\sigma_{sc} = 400 - \sigma_0 \gamma_{sp}$  при  $\gamma_{b2} \geq 1$ , или  $\sigma'_{sc} = 500 - \sigma_0 \gamma_{sp}$  при  $\gamma_{b2} < 1$ .

Здесь 400 (500) – это снижение предварительного напряжения в арматуре  $S'$  к моменту разрушения бетона сжатой зоны. Эта величина напряжения определяется из условия средней величины предельной сжимаемости бетона:

$$\varepsilon_{bu} = 0.002 \text{ и } E_s = 2.0 \cdot 10^5 \text{ МПа.}$$

При  $\varepsilon_{bu} = \varepsilon_s$ ,  $\sigma_s = \varepsilon_{bu} E_s = 0.002 \cdot 2.0 \cdot 10^5 = 400$  МПа,

где  $\sigma_0$  – напряжение в натянутой арматуре сжатой зоны, определяемое с учетом соответствующих потерь;  $\gamma_{sp} > 1$  – коэффициент точности натяжения, принимаемый по формуле  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$ . Знак «плюс» принимается при неблагоприятном



влиянии предварительного напряжения, знак «минус» – при благоприятном. Значения  $\Delta\gamma_{sp}$  при механическом способе натяжения принимаются равными 0.1, а при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения определяются по формуле  $\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right)$ , но не менее 0.1; здесь  $p$ ,  $\sigma_{sp}$  – предельное отклонение предварительного напряжения и начальное предварительное напряжение арматуры;  $n_p$  – число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

В уравнении (0.4) знак равенства ставить нельзя, т.к. момент  $M$  может иметь значение меньше того, при котором наступает предельное равновесие. Уравнения (0.3) и (0.4) неприменимы в том случае, если в растянутой зоне установлено мало арматуры. При появлении первой трещины усилия с растянутого бетона передаются на арматуру, и она сразу рвется. Чтобы этого не случилось, процент армирования

$$\mu_{min} \% = \frac{A_s \cdot 100}{b h_0} > 0.05\% .$$

Уравнения будут неприменимы и тогда, когда в растянутой зоне установлено слишком много арматуры (т.е. применено избыточное армирование). В этом случае напряжения в арматуре не достигают расчетных значений, и разрушение начинается со сжатой зоны и носит хрупкий характер. СНиП 2.03.01-84 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] запрещает проектировать железобетонные конструкции, которые могли бы разрушаться по сжатой зоне бетона.

Сечение не будет переармировано, если величина относительной высоты сжатой зоны  $\xi = x/h_0$  не будет больше граничного значения  $\xi_R$ , которое определяется по формуле (0.2).

В случае, если  $\xi > \xi_R$  расчет элемента выполняется по уравнениям (0.3) и (0.4) при  $\xi = \xi_R$  ( $x = \xi_R \cdot h_0$ ).

При учете сжатой арматуры  $S'$  может оказаться, что нейтральная линия располагается выше точки приложения равнодействующей усилий в ней или проходит через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре  $S'$ . В этом случае

расчетные схемы распределения усилий в сжатой зоне сечения не будут соответствовать принятым при выводе расчетных формул, потому что арматура  $S'$  может оказаться в растянутой зоне или работать с малыми сжимающими напряжениями. Поэтому если в расчете учитывают арматуру  $S'$ , то уравнения (0.3) и (0.4) можно пользоваться лишь при соблюдении условия  $z_b \leq z_s$ ,  $x > 0$ .

Если  $z_b > z_s$  или  $x \leq 0$ , то несущую способность элемента определяют при  $z_b = z_s$ .

Если какая-то арматура отсутствует в уравнениях (0.3) и (0.4), площадь этой арматуры принимается равной нулю и, следовательно, все слагаемые, содержащие указанную площадь арматуры, также принимаются равными нулю.

### **РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ С ОДИНОЧНЫМ АРМИРОВАНИЕМ.**

В инженерных конструкциях наиболее часто встречаются изгибаемые элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Рассмотрим расчет элементов, разрушающихся по случаю 1.

Расчетная схема изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой приведена на Рис. 0.3.

Этот вид расчета является частным случаем расчета изгибаемых элементов, симметричным относительно плоскости изгиба формы армированной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, расположенной в растянутой и сжатой зонах расчетного сечения. Одиночное армирование обеспечивает самое экономичное армирование элементов.

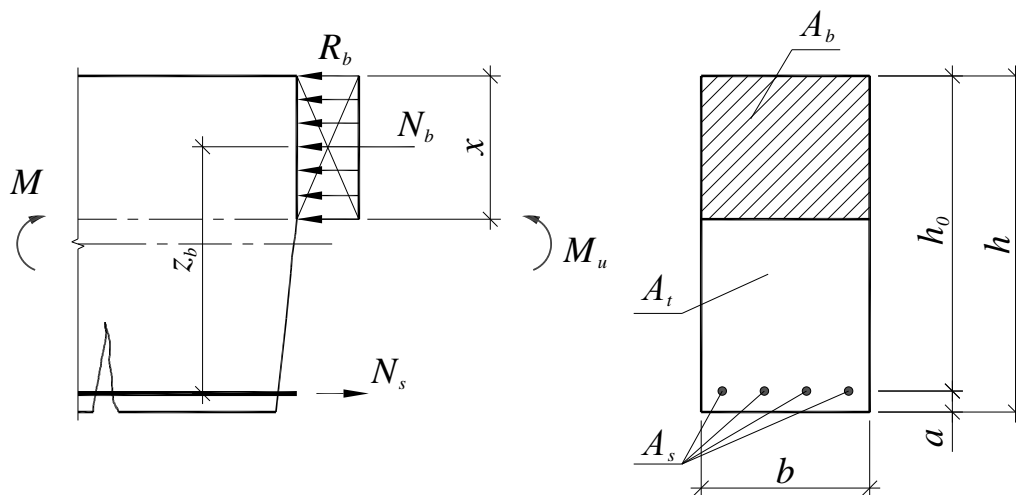


Рис. 0.3. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении элемента прямоугольной формы с одиночной арматурой.

Для составления условия прочности нормального сечения отбросим правую часть элемента и заменим ее действие внутренними усилиями, обеспечивающими равновесие оставшейся части. Т.к. сечение проходит через трещину, то работа бетона в растянутой зоне не учитывается, и внутренние усилия действуют в сжатой зоне бетона и в растянутой арматуре.

Действительная эпюра напряжений в сжатом бетоне в стадии разрушения имеет криволинейное очертание по параболе третьей степени. Однако, для упрощения расчетов ее заменяют прямоугольной эпюрой с ординатой  $R_b$ . На результаты расчетов такая замена не оказывает существенного влияния.

Растягивающие напряжения в арматуре принимаются равными расчетному сопротивлению растяжению  $R_s$ .

В необходимых случаях величины  $R_b$  и  $R_s$  умножают на соответствующие коэффициенты условий работы  $\gamma_b$  и  $\gamma_s$ .

Для предварительно напряженных элементов с обычной арматурой предельное состояние не отличается от предельного состояния обычных элементов, т.к. к моменту разрушения предварительные напряжения в арматуре полностью погашены. Поэтому и расчет прочности нормальных сечений независимо от наличия или отсутствия предварительного напряжения рабочей арматуры, одинаков.

Расчетные формулы прочности получают из уравнений (0.3) и (0.4) путем подстановки в них геометрических характеристик прямоугольных сечений:  $A_b = b \cdot x$ ,

$$z_b = h_0 - 0.5x \text{ и } A_{sp} = A'_{sp} = A'_s = 0.$$

Усилие, воспринимаемое в расчетном предельном состоянии сжатой зоной бетона

$$N_b = R_b \cdot A_b = R_b \cdot b \cdot x. \text{ В растянутой арматуре усилие составит: } N_s = R_s \cdot A_s.$$

С учетом вышесказанного расчетные формулы примут вид:

$$\sum N_x = 0 \quad R_s A_s = R_b b x; \quad (0.6)$$

$$\sum M_s = 0 \quad M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x); \quad (0.7)$$

$$\sum M_b = 0 \quad M \leq R_s A_s (h_0 - 0.5x). \quad (0.8)$$

В целях сокращения записей расчетных формул под величиной  $R_s \cdot A_s$  будем понимать обобщенное усилие в арматуре при наличии в элементе арматуры из сталей разных видов и классов, в том числе и предварительно напряженной, каждый вид арматуры будем вводить в расчет во всех формулах, содержащих выражение  $R_s \cdot A_s$ , как слагаемое этого выражения со своим расчетным сопротивлением.

Для упрощения расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля рекомендуется пользоваться коэффициентами  $\alpha_m$ ,  $\xi$  и  $\zeta$  вычисленными в зависимости от относительной высоты сжатой зоны  $\xi = x/h_0$ .

С помощью коэффициента  $\alpha_m$  основное уравнение прочности (0.7) можно записать в виде:

$$M \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0.5x) = R_b b x \cdot \left(\frac{h_0}{h_0}\right) \cdot h_0 \cdot \left(1 - \frac{0.5x}{h_0}\right) = \alpha_m R_b b h_0^2, \quad (0.9)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{x}{h_0} \left(1 - \frac{0.5x}{h_0}\right) = \xi (1 - 0.5\xi)$$

Если  $\xi \leq \xi_R$  (или, что тоже самое  $\alpha_m \leq \alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R)$ ), то сжатая арматура не требуется.

Плечо внутренней пары сил можно выразить через коэффициент  $\zeta$  следующим образом:

$$z_b = h_0 - 0.5x = h_0 \cdot \left(1 - \frac{0.5x}{h_0}\right) = h_0 \cdot (1 - 0.5\xi) = \zeta h_0$$

Значения этих коэффициентов приведены в табл. 20 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

С учетом принятого обозначения уравнения (0.6), (0.7) и (0.8) примут вид:

$$R_s A_s = R_b b \xi h_0 \quad (0.10)$$

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (0.11)$$

$$M \leq R_s A_s \zeta h_0 \quad (0.12)$$

Практически все расчеты прямоугольных сечений железобетонных элементов сводятся к задачам следующих трех типов.

Решение задач первого типа связано с проверкой несущей способности элемента при заданном армировании, известных размерах сечения, видах и классах бетона и арматуры, класса ответственности по назначению. Для решения этой задачи проще всего использовать следующий алгоритм:

1. По уравнению (0.6) определяют высоту сжатой зоны  $x$ , а также  $\xi = x/h_0$ ;
2. Проверяют условие  $\xi \leq \xi_R$ ;
3. По значению  $\xi$  по таблице 20 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] определяем коэффициенты  $\alpha_m$  и  $\zeta$ ;
4. Вычисляют предельный момент, воспринимаемый сечением по формулам (0.11) или (0.12).

Решение задач второго типа связано с определением потребного армирования при заданных размерах сечения, заданных видах и классах бетона и арматуры, известном изгибающем моменте от расчетной нагрузки, влажности окружающей среды. Для решения этой задачи проще всего использовать следующий алгоритм:

1. Из зависимости (0.11) определяют коэффициент  $\alpha_m$ ;
2. По значению  $\alpha_m$  по таблице 20 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] определяем коэффициенты  $\xi$  и  $\zeta$ ;
3. Проверяют условие  $\xi \leq \xi_R$ ;

4. Из условия (0.12) определяют требуемую площадь поперечного сечения арматуры.

По сортаменту подбирают количество и диаметр стержней.

Решение задач третьего типа связано с определением всех размеров бетонного сечения элемента и площади сечения арматуры при известном моменте от расчетной нагрузки, видах и классах бетона и арматуры. Для решения этой задачи недостаточно имеющихся двух условий статики и составленных на их основе таблиц. Поэтому некоторыми величинами необходимо задаться. Обычно задаются шириной сечения  $b$ , а также оптимальным значением  $\xi$ . Далее используется следующим алгоритмом.

1. По принятой величине  $\xi$  находят предварительное значение коэффициента  $\alpha_m$ .

2. Из выражения (0.11) вычисляют предварительную величину рабочей высоты  $h_0$ .

3. Определяют предварительную высоту сечения  $h = h_0 + a$  с учетом требований по толщине защитного слоя.

4. Уточняют значения  $h$  и  $b$  с учетом требований унификации.

5. Далее расчет ведут точно также, как для задач второго типа.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ.

1. *Расчет элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой.*
2. *Расчет элементов таврового профиля.*
3. *Общие сведения о расчете элементов таврового профиля.*
4. *Расчет элементов таврового профиля, когда нейтральная ось проходит в полке.*
5. *Расчет элементов таврового профиля, когда нейтральная ось пересекает ребро.*
6. *Определение положения нейтральной оси.*

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПРОФИЛЯ С ДВОЙНОЙ АРМАТУРОЙ.

Сечения, в которых кроме растянутой арматуры ставится по расчету сжатая арматура, называют сечением с двойным армированием.

Сжатую арматуру устанавливают по расчету, когда прочность бетона сжатой зоны недостаточна, т. е. когда  $x > \xi_R \cdot h_0$  и разрушение может происходить по случаю 2. При этом увеличение рабочей высоты сечения  $h_0$  и класса бетона оказывается невозможным. Сжатую арматуру устанавливают также при воздействии на элемент изгибающих моментов двух знаков (неразрезные балки, ригели рам и т.д.), для уменьшения эксцентриситета предварительного обжатия в предварительно напряженных элементах.

При двойном армировании (Рис. 0.1) условие прочности принимает вид

$$M \leq M_u = M_b + M_s = R_b b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (1.1)$$

где  $R_{sc}$  и  $A'_s$  – соответственно расчетное сопротивление сжатию и площадь сечения арматуры, установленной в сжатой зоне;  $a'$  – расстояние от сжатой грани сечения до оси, проходящей через центр тяжести сжатой арматуры.

Используя табличные коэффициенты, выражение (1.1) преобразуется к виду

$$M \leq M_u = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1.2)$$

Высота сжатой зоны определяется для элементов с двойной арматурой из выражения

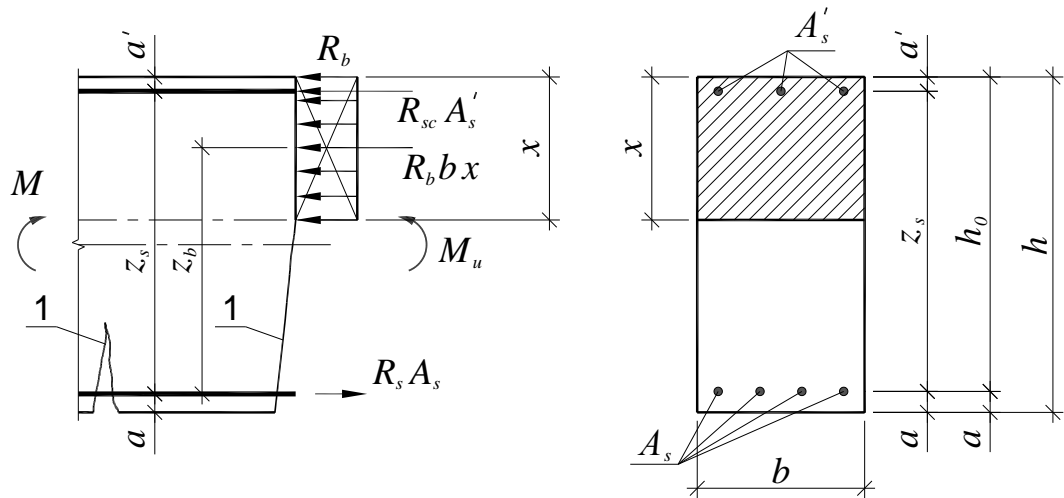


Рис. 0.1. Расчётная схема элемента с двойной арматурой: 1 – нормальная трещина.

$$R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0, \quad (1.3)$$

откуда

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}. \quad (1.4)$$

При этом также должно выполняться условие  $x \leq \xi_R \cdot h_0$ .

Предварительно напряженные элементы рассчитываются аналогично, но в расчетные формулы добавляются усилия, возникающие в предварительно напряженной арматуре  $\gamma_{s6} R_s A_{sp}$  и  $\sigma'_{sp} A'_{sp}$ .



При подборе прямоугольного сечения с двойной арматурой по заданному расчетному изгибающему моменту, классам бетона и арматуры могут встречаться задачи двух типов.

Тип 1. Предварительно заданы размеры поперечного сечения  $b$  и  $h$ . Требуется определить площадь сечения арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

В этом случае следует так подобрать арматуру, чтобы ее суммарный расход ( $A_s + A'_s$ ) был минимальным. А это возможно при максимальном использовании сжатой зоны бетона, т.е. когда  $x = x_R = \xi_R \cdot h_0$ . Алгоритм расчета следующий:

1. Из условия (1.2), учитывая, что  $x = x_R = \xi_R \cdot h_0$ , находим требуемую площадь поперечного сечения сжатой арматуры:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')} ; \quad (1.5)$$

2. Из уравнения (1.3) с учетом, что  $x = x_R = \xi_R \cdot h_0$  находим требуемую площадь поперечного сечения растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s} ; \quad (1.6)$$

Тип 2. Известны размеры поперечного сечения  $b$  и  $h$ , а также количество сжатой арматуры  $A'_s$ . Требуется определить поперечного сечения растянутой арматуры  $A_s$ .

В этом случае принят следующий порядок расчета.

1. Из условия (1.2) находим:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} ; \quad (1.7)$$

2. Проверяем условие  $\alpha_m \leq \alpha_R$ . Если условие выполняется, то по таблице находим значение  $\xi$ .

3. Из уравнения (1.3) с учетом того, что  $X = \xi \cdot h_0$ , находим:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (1.8)$$

Если окажется, что  $\alpha_m > \alpha_R$ , то это значит, что заданное количество сжатой арматуры недостаточно. В этом случае необходимо увеличить площадь сечения арматуры  $A'_s$  или размеры поперечного сечения элемента и вновь повторить все расчеты.

## РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАСЧЕТЕ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ.

Тавровые сечения часто встречаются в практике строительства как в отдельных конструкциях – балках, так и в составе конструкций – в монолитных ребристых и сборных панельных перекрытиях (Рис. 0.2). Тавровые сечения состоят из полки и ребра. В практике обычно используется сечение с полкой в сжатой зоне. В сравнении с прямоугольным (см. пункт *a* на Рис. 0.2, *a*) тавровое сечение экономичнее т.к. в нем значительно уменьшена площадь бетона растянутой зоны сечения, которая не увеличивает несущую способность элемента. Наиболее рациональны тавровые сечения с одиночным армированием.

При большой ширине полок участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчет вводят эквивалентную ширину свесов полки  $b'_{f1}$  (Рис. 0.2, *в, г*), а  $b'_f = b + 2 \cdot b'_{f1}$  [п. 3.16 **Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Ширина свеса полки в каждую сторону от ребра принимают не более  $1/6$  пролета элемента и не более:

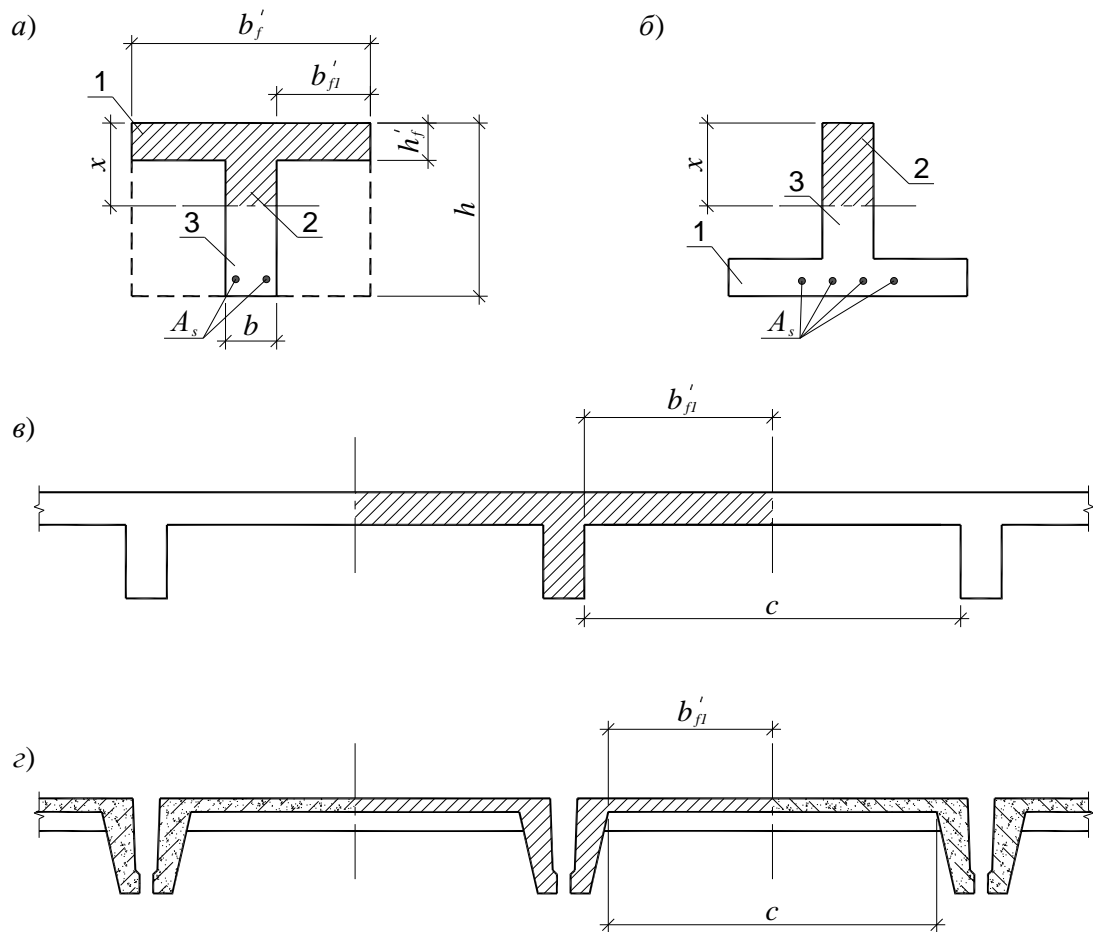


Рис. 0.2. Тавровые сечения: *а* – балка с полкой в сжатой зоне; *б* – то же в растянутой зоне; *в* – тавровое сечение в составе монолитного перекрытия; *г* – то же в составе сборного перекрытия; 1 – полка; 2 – сжатая зона; 3 – ребро.

*а* – при наличии поперечных ребер или при  $h'_f \geq 0.1h$  – половина расстояния в свету между продольными ребрами;

*б* – при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами и  $h'_f < 0.1h$  принимают  $b'_{f1} = 6h'_f$ ;

*в* – при консольных свесах полки:

$$h'_f \geq 0.1h \quad 6h'_f$$

$$0.05h \leq h'_f < 0.1h \quad 3h'_f$$

$$h'_f < 0.05h \quad \text{свесы не учитываются}$$

При расчете тавровых сечений различают два расчетных случая, определяемых положением нейтральной оси сечения.

### РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ, КОГДА НЕЙТРАЛЬНАЯ ОСЬ ПРОХОДИТ В ПОЛКЕ.

Если сжатая зона бетона находится в пределах полки, т.е.  $x < h'_f$ , расчет не отличается от расчета прямоугольных сечений шириной  $b < b'_f$ .

Этот случай обычно встречается в сечениях с развитой полкой. Расчетные уравнения (для элементов без предварительного напряжения) записываются согласно Рис. 0.3 следующим образом:

$$M \leq M_u = R_b b'_f x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right). \quad (1.9)$$

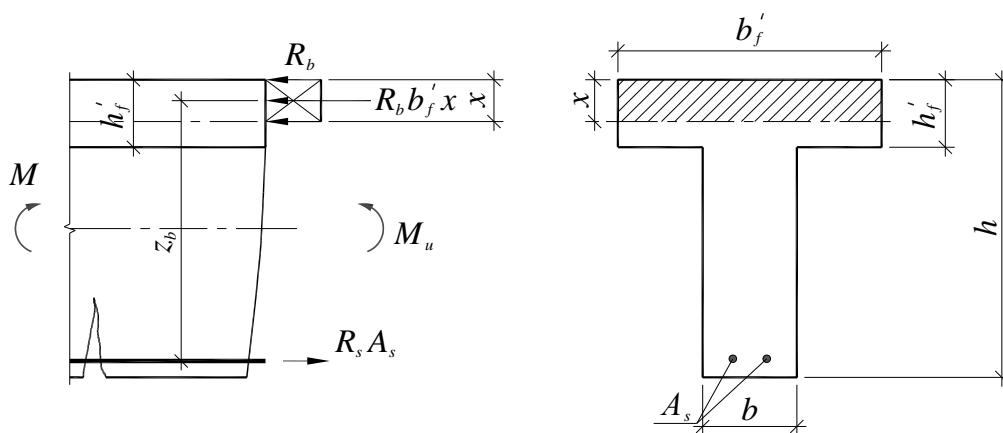


Рис. 0.3. К расчету тавровых сечений, когда нейтральная ось проходит в полке.

Используя табличные коэффициенты, выражение (1.9) можно преобразовать к виду

$$M \leq M_u = \alpha_m R_b b'_f h_0^2. \quad (1.10)$$

Высота сжатой зоны определяется из выражения

$$R_b b'_f x - R_s A_s = 0, \quad (1.11)$$

откуда

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f}. \quad (1.12)$$

Заменяв  $x$  на  $h_0 \cdot \xi$ , получим уравнение

$$R_b b'_f h_0 \xi - R_s A_s = 0. \quad (1.13)$$

### РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ТАВРОВОГО ПРОФИЛЯ, КОГДА НЕЙТРАЛЬНАЯ ОСЬ ПЕРЕСЕКАЕТ РЕБРО.

В сечениях со слабо развитыми свесами полки, при  $x > h'_f$  (Рис. 0.4), сжатая зона сечения состоит из сжатой полки и части ребра.

Расчетные уравнения (для элементов без предварительного напряжения) записываются согласно Рис. 0.4.

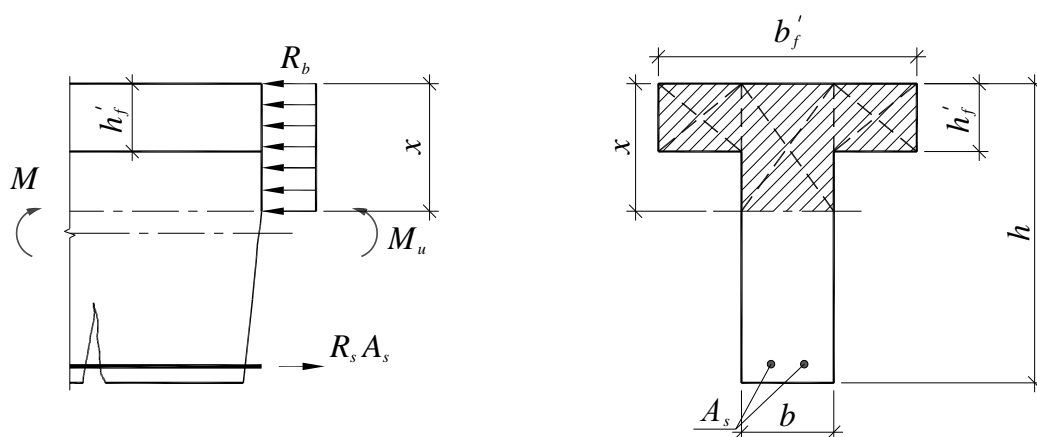


Рис. 0.4. К расчету тавровых сечений, когда нейтральная ось пересекает ребро.

Условие прочности:

$$M \leq M_u = R_b (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_b b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right). \quad (1.14)$$

Высота сжатой зоны определяется из уравнения равновесия  $\sum N_x = 0$

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0. \quad (1.15)$$

Используя соотношение  $x = h_0 \cdot \xi$ , формулы (1.14) и (1.15) преобразуются к виду:

$$M \leq M_u = R_b (b'_f - b) h'_f \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) + \alpha_m R_b b h_0^2, \quad (1.16)$$

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b \xi h_0 - R_s A_s = 0. \quad (1.17)$$

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ НЕЙТРАЛЬНОЙ ОСИ.

Расчетный случай таврового сечения может быть определен по следующим признакам.

Если изгибающий момент от расчетных нагрузок оказывается меньше момента внутренних сил, воспринимаемых сжатой полкой таврового сечения, относительно центра тяжести растянутой арматуры или равен ему (Рис. 0.5), то нейтральная ось проходит в полке, т.е.  $x < h'_f$ .

$$M \leq M_f = R_b b'_f h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right). \quad (1.18)$$

Если условие (1.18) не выполняется, то нейтральная ось пересекает ребро.

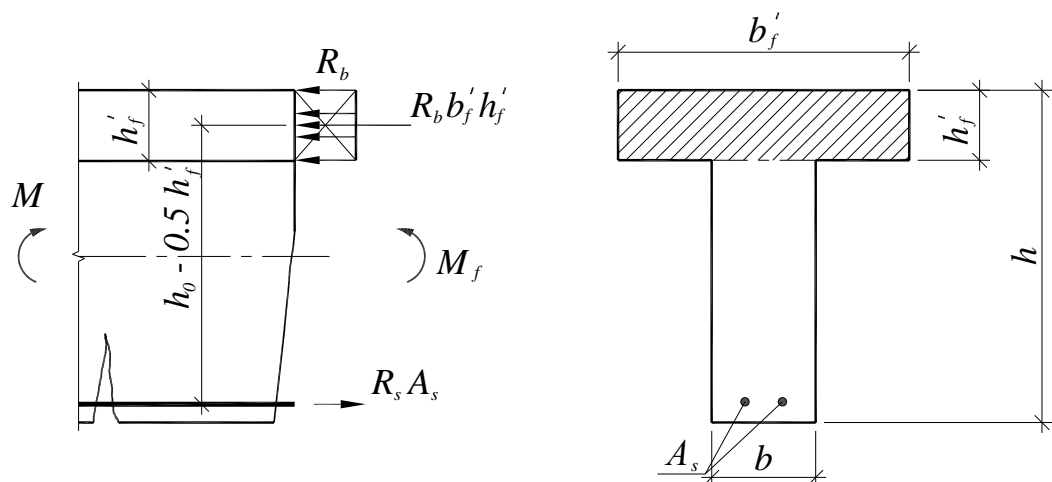


Рис. 0.5. К определению положения нейтральной оси.

В случае, если изгибающий момент от расчетных нагрузок неизвестен, но известны все данные о сечении, включая площадь растянутой арматуры  $A_s$ , по-

ложение нейтральной оси необходимо определять из суммы проекций всех сил на продольную ось элемента  $\sum N_x = 0$ , при этом предполагают, что нейтральная ось проходит по нижней грани полки (Рис. 0.5):

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f \quad (1.19)$$

Если условие (1.19) выполняется, нейтральная ось проходит в полке, иначе – пересекает ребро.

Литература:

- 13) Железобетонные и каменные конструкции/ О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов –М: Издательство АСВ, 2008, -472 с.
- 14) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.

*Лекция №9*

**Расчет наклонных сечений железобетонных конструкций по предельным состояниям 1-й группы.**

**Расчет сжатых железобетонных элементов.**

***Вопросы:***

- 23) *Физические основы сопротивления железобетонных конструкций по наклонным сечениям;*
- 24) *Расчет по сжатой полосе между наклонными трещинами;*
- 25) *Условия прочности наклонных сечений;*
- 26) *Элементы конструкций, работающие в условиях сжатия;*
- 27) *Конструирование сжатых элементов;*
- 28) *Характер разрушения сжатых элементов;*
- 29) *Условия прочности нормальных сечений сжатых элементов.*

## **ФИЗИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ.**

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

С увеличением внешней нагрузки на конструкцию развиваются внутренние усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, а также усилия в бетоне сжатой зоны. В реальных конструкциях, в большинстве случаев, напряжения в поперечной арматуре достигают предельных значений раньше, чем в продольной арматуре и сжатой зоне бетона. С дальнейшим увеличением нагрузки на конструкцию напряжения достигают предельных значений или в продольной арматуре, или в бетоне над наклонной трещиной.

После образования наклонных трещин бетон между ними испытывает действие главных сжимающих напряжений ( $\sigma_{mc}$ ) и одновременно растягивающих усилий от поперечной арматуры (рис.10.1, в). То есть полоса бетона между наклонными трещинами находится в условиях двухосного напряжённого состояния (сжатие – растяжение). Прочность бетона в этом случае будет ниже, чем при одноосном напряжённом состоянии.

Значительное влияние на образование и развитие опасной наклонной трещины имеет характер поперечного армирования и процент насыщения сечения хомутами и отгибами. Опасная наклонная трещина развивается по пути наименьшего сопротивления. Так с увеличением насыщения сечения элемента поперечной арматурой уменьшается проекция критической наклонной трещины на продольную ось элемента ( $c_0$ ), а с уменьшением процента поперечного армирования сечения опасная наклонная трещина становится положе, и величина  $c_0$  увеличивается.



Таким образом, разрушение железобетонного элемента по наклонному сечению может происходить по одной из следующих схем:

**4. По наклонной трещине при текучести продольной арматуры.**

Случай реализуется при ослаблении продольной арматуры в результате ее обрывов в пролете или ослабления анкеровки на опорах. Происходит взаимный поворот двух частей конструкции относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (обозначено буквой «О», Рис. 0.6, а), и в следующий момент разрушается бетон сжатой зоны над критической наклонной трещиной.

**5. По наклонной трещине при текучести поперечной арматуры и разрушения бетона над вершиной наклонной трещины.**

Этот случай реализуется при наличии в конструкции достаточно мощной продольной растянутой арматуры, для которой выполнены требования норм по анкеровке. Наличие такой арматуры препятствует повороту частей балки, разделённой наклонной трещиной. Происходит сдвиг двух блоков балки, разделённых наклонной трещиной относительно друг друга (Рис. 0.6, б).

Разрушение конструкции по случаю 1 имеет место, когда не обеспечена прочность наклонного сечения по изгибающему моменту, а случай 2 – когда не обеспечена прочность по поперечной силе.

**6. Разрушение сжатого бетона в блоках между соседними трещинами.**

Эта форма наблюдается при сильной поперечной и продольной арматуре и слабой тонкой стенке. Что может наблюдаться в элементах таврового или двутаврового профиля (Рис. 0.6, в).

Таким образом, расчет прочности наклонных сечений сводится к решению следующих вопросов:

- 1) Расчет по наклонной трещине по сжатой и растянутой зонам;
- 2) Расчет по бетонному блоку (т.е. по наклонной бетонной полосе), расположенному между наклонными трещинами.

## РАСЧЁТ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЫ ПО НАКЛОННОЙ ПОЛОСЕ МЕЖДУ НАКЛОННЫМИ ТРЕЩИНАМИ.

Для предотвращения разрушения элемента по наклонной полосе между соседними наклонными трещинам в элементах прямоугольного, таврового и других подобных профилей должно соблюдаться условие для предельного значения поперечной силы, действующей в нормальном сечении расположенном на расстоянии не более чем  $h_0$  от опоры.

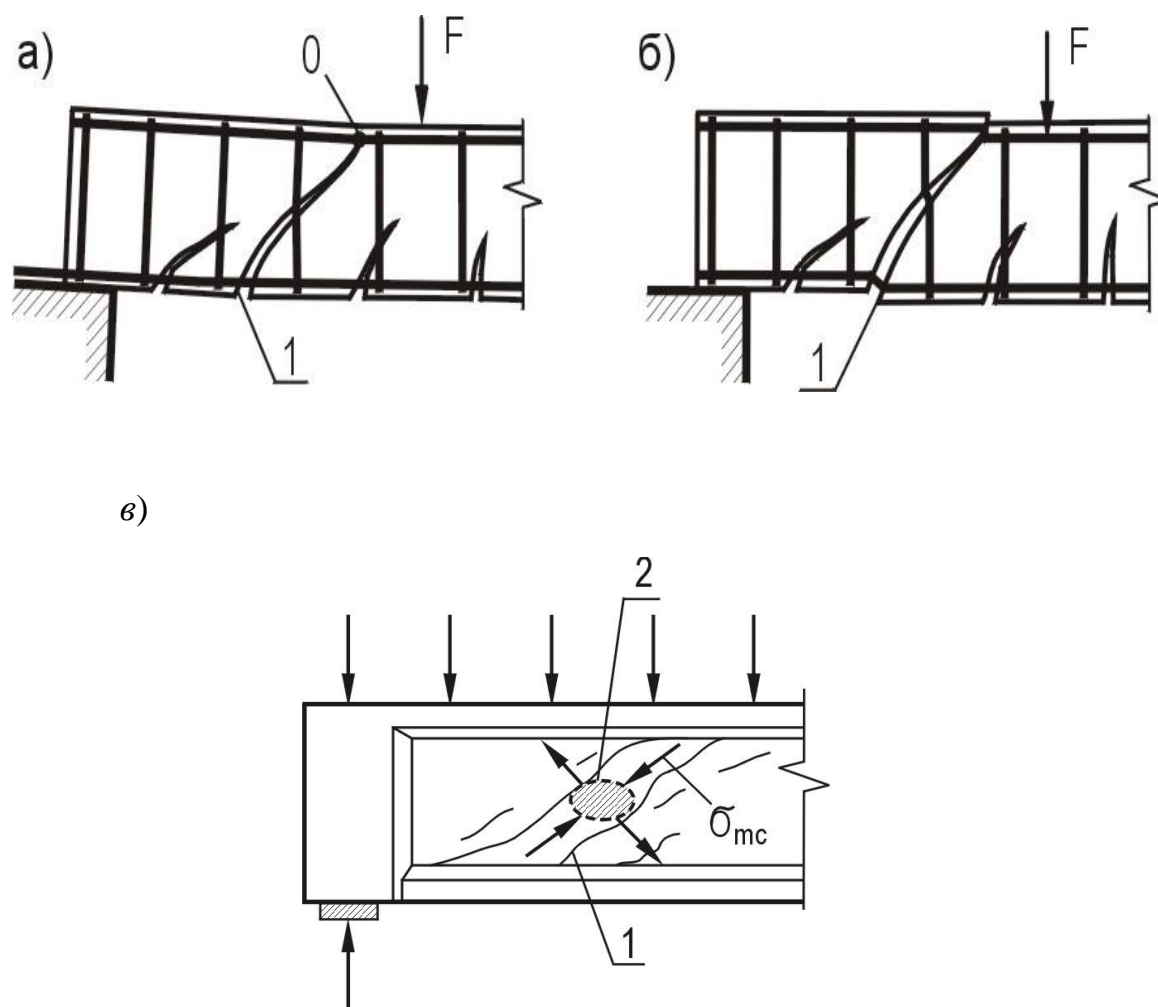


Рис. 0.6. Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению: 1 – критическая наклонная трещина; «0» – центр тяжести сжатой зоны бетона; 2 – раздавливание бетона.

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (1.20)$$

где  $Q$  – поперечная сила от внешней расчётной нагрузки;  $\varphi_{w1}$  – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, на прочность бетона

$$\varphi_{w1} = 1 + 2\alpha\mu_w \leq 1.3,$$

здесь  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$  – коэффициент поперечного армирования;  $s$  – шаг хомутов;  $b$  – ширина сечения элемента;  $A_{sw} = n \cdot A_{sw1}$  – площадь хомутов в поперечном сечении конструкции;  $n$  – количество хомутов в сечении;  $A_{sw1}$  – площадь поперечного сечения одного хомута;  $\varphi_{b1}$  – коэффициент, зависящий от прочности бетона

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

здесь  $\beta$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона: для тяжёлого, мелкозернистого и ячеистого  $\beta = 0.01$ , для лёгкого –  $\beta = 0.02$ .

Если это условие не соблюдается, то может произойти раздавливание бетона между соседними наклонными трещинами даже при большом количестве поперечной арматуры. Чтобы этого не произошло, необходимо увеличить размеры поперечного сечения или класс бетона по прочности на осевое сжатие.

### **УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ.**

Для проверки прочности элемента по наклонному сечению должны быть составлены два условия, в соответствии с наличием момента и поперечной силы на рассматриваемом участке балки. В расчётной схеме усилий, приведённой на рис.10.2, принимается, что на элемент действует момент ( $M$ ) и поперечная сила ( $Q$ ), вычисленные при расчётных значениях нагрузок, а в арматуре и бетоне напряжения равны расчётным сопротивлениям материалов.

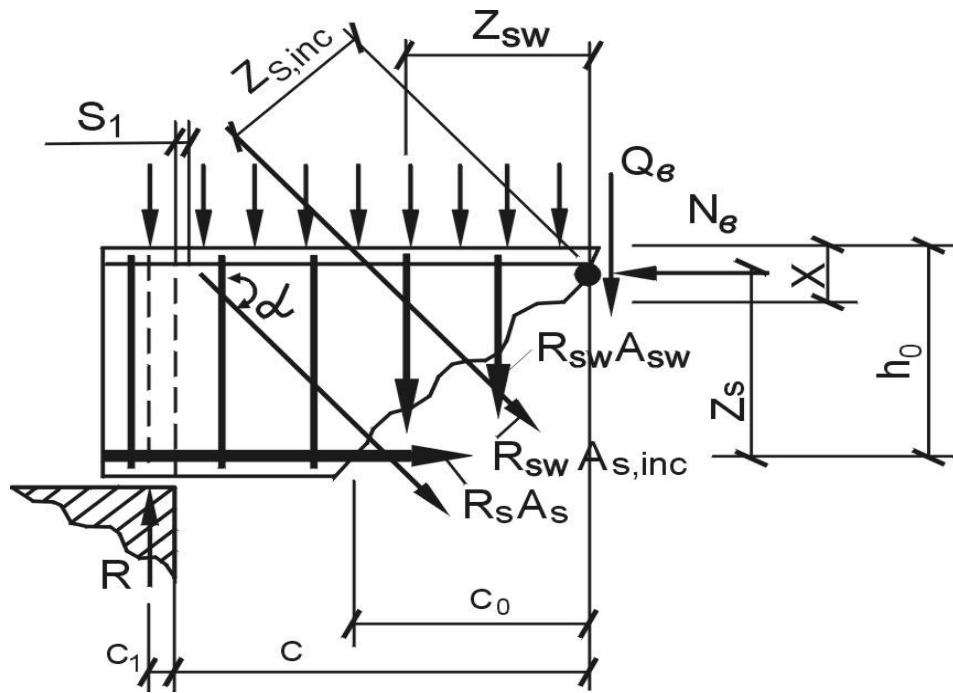


Рис. 0.7. Распределение усилий в наклонном сечении изгибаемой конструкции.

Для получения расчётных зависимостей составим два условия равновесия: сумму моментов сил относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и сумму проекций на нормаль к оси элемента поперечной силы от внешней расчётной нагрузки ( $Q$ ) и расчётных усилий в поперечной арматуре, отгибах и бетоне сжатой зоны.

$$\begin{aligned}
 M &\leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} = \\
 &= R_s \cdot A_s \cdot Z_s + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot Z_{sw} + \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot Z_{s,inc};
 \end{aligned}
 \tag{1.21}$$

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha.
 \tag{1.22}$$

Выражение (1.21) представляет условие прочности наклонного сечения по изгибающему моменту: прочность элемента по наклонному сечению достаточна, если изгибающий момент от внешней расчётной нагрузки, приложенной к выделенному участку балки, относительно центра сжатой зоны ( $M$ ), не превосходит суммы моментов внутренних расчётных усилий, возникающих в продольной и поперечной арматуре, а также отогнутых стержнях, взятых относительно той же моментной точки.

Выражение (1.22) представляет условие прочности наклонного сечения по поперечной силе: прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы считается обеспеченной, если поперечная сила от расчётных нагрузок, расположенных на рассматриваемом участке конструкции, не превосходит суммы проекций на нормаль к оси элемента расчётных усилий в хомутах и отгибах, а также поперечной силы, воспринимаемой бетоном в вершине наклонной трещины.

Обозначения в выражениях (1.21) и (1.22) имеют следующие значения:

$M_s, M_{sw}, M_{s,inc}$  – изгибающие моменты внутренних расчётных усилий относительно центра сжатой зоны, возникающих соответственно в продольной арматуре растянутой зоны элемента, в отогнутых стержнях и поперечной арматуре;

$Q_{sw}, Q_{s,inc}$  – поперечные усилия, воспринимаемые хомутами и отгибами в наклонном сечении;

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны в наклонном сечении;

$A_{s,inc}$  – суммарная площадь поперечного сечения отгибов, пересекаемых наклонной трещиной в поперечном сечении элемента;

$A_{sw}$  – суммарная площадь поперечного сечения хомутов, пересекаемых наклонной трещиной в поперечном сечении элемента;

$\alpha$  – угол наклона отгибов к продольной оси;

$Z_s, Z_{sw}, Z_{s,inc}$  – расстояние от центров тяжести сечений соответственно продольной арматуры, отгибов и хомутов до моментной точки ( $D$ );

$R_{sw}$  – расчётное сопротивление хомутов и отгибов при расчёте на действие поперечной силы:

$c_0$  – проекция наклонной трещины на продольную ось конструкции;

$c$  – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной, определяется по эмпирической зависимости

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{M_b}{c}, \quad (1.23)$$

но принимается не менее  $Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ , где  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона: для тяжелого и ячеистого бетона  $\varphi_{b2} = 2$ ; для мелкозернистого бетона  $\varphi_{b2} = 1.7$ ; для лёгкого бетона коэффициент  $\varphi_{b2}$  принимается в зависимости от марки бетона по плотности  $\varphi_{b2} = 1.9 \dots 1.5$ ;  $\varphi_{b2}$  – коэффициент, принимаемый равным: для тяжелого и ячеистого бетона  $\varphi_{b2} = 0.6$ ; для мелкозернистого бетона  $\varphi_{b3} = 0.5$ ;

$\varphi_f$  – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в элементах таврового и двутаврового профиля на прочность наклонных сечений,

$$\varphi_f = \frac{0.75(b'_f - b) \cdot h'_f}{b h_0} \leq 0.5.$$

При этом ширина сжатой полки  $b'_f$  должна быть не более  $b + 3h'_f$ ;

$\varphi_n$  – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил на прочность наклонных сечений.

При действии продольных сжимающих сил

$$\varphi_n = 0.1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} \leq 0.5.$$

Для предварительно напряжённых элементов в данном выражении вместо  $N$  принимается усилие предварительного обжатия  $P$ .

При действии продольных растягивающих сил  $\varphi_n$  определяется с использованием выражения:

$$\varphi_n = -0.2 \frac{N}{R_{bt} b h_0} \leq 0.8.$$

Величина в скобках в выражении (1.23), во всех случаях принимается не более 1.5.

Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента ( $c$ ) устанавливается в зависимости от действующей нагрузки. При действии на элемент сосредоточенных сил значения  $c$  принимаются равными расстоянию от опоры до точки приложения этих сил.

При расчёте элемента на действие равномерно распределённой нагрузки  $q$  значение  $c$  принимается равным  $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ , а если  $q_1 > 0.56q_{sw}$ , следует также принимать  $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + q_{sw}}}$ , где  $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{br}bh_0^2$ ,  $q_1$  – действующая равномерно распределённая нагрузка,  $q_{sw}$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения.

### **ЭЛЕМЕНТЫ КОНСТРУКЦИЙ, РАБОТАЮЩИЕ В УСЛОВИЯХ СЖАТИЯ.**

Внецентренно-сжатыми называются элементы, подверженные одновременному воздействию продольной сжимающей силы  $N$  и изгибающего момента  $M$ , что равносильно внецентренному сжатию усилием  $N$  с эксцентриситетом  $e_0 = M/N$  относительно продольной оси элемента (Рис. 0.10).

Таким образом, величина начального эксцентриситета определяется по выражению:

$$e_0 = \frac{M}{N} + e_a \quad (1.24)$$

В соответствии со СНиП 2.03.01–84\* [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] величина случайного эксцентриситета  $e_a$  принимается большей из следующих значений:  $e_a = 10$  мм;  $e_a = h/30$  и  $e_a = L/600$ , где  $L$  – длина элемента.

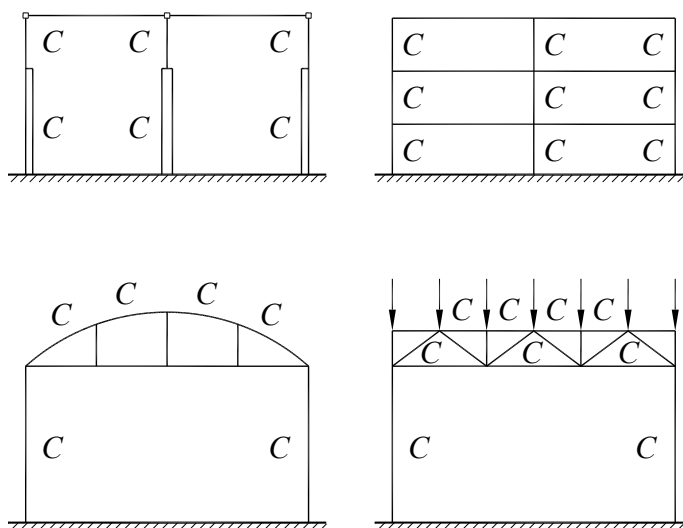


Рис. 0.8. Конструкции, в которых возникают сжимающие усилия:  $C$  – сжимающие усилия.

В условиях сжатия работают многие конструкции и элементы конструкций: колонны одноэтажных и многоэтажных зданий, верхние пояса ферм и элементы решетки, арки и другие конструкции (Рис. 0.8).

При отсутствии изгибающих моментов элемент будет называться условно центрально сжатым, т.к. обеспечить центральное сжатие практически невозможно и всегда присутствует случайный эксцентриситет  $e_a$ , обусловленный не учтенными в расчете факторами (несовпадением геометрического и физического центров тяжести сечения, искривлениями продольной оси, неоднородностью бетона, смещениями продольной арматуры из проектного положения, и другими причинами).

### КОНСТРУИРОВАНИЕ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Форма и размеры поперечных сечений сжатых железобетонных элементов назначаются с учетом требований прочности, технологии изготовления, архитектурных требований. При сжатии со случайными эксцентриситетами  $e_a$  наиболее целесообразны сечения, приближающиеся к симметричным в обоих направлениях (Рис. 0.9).



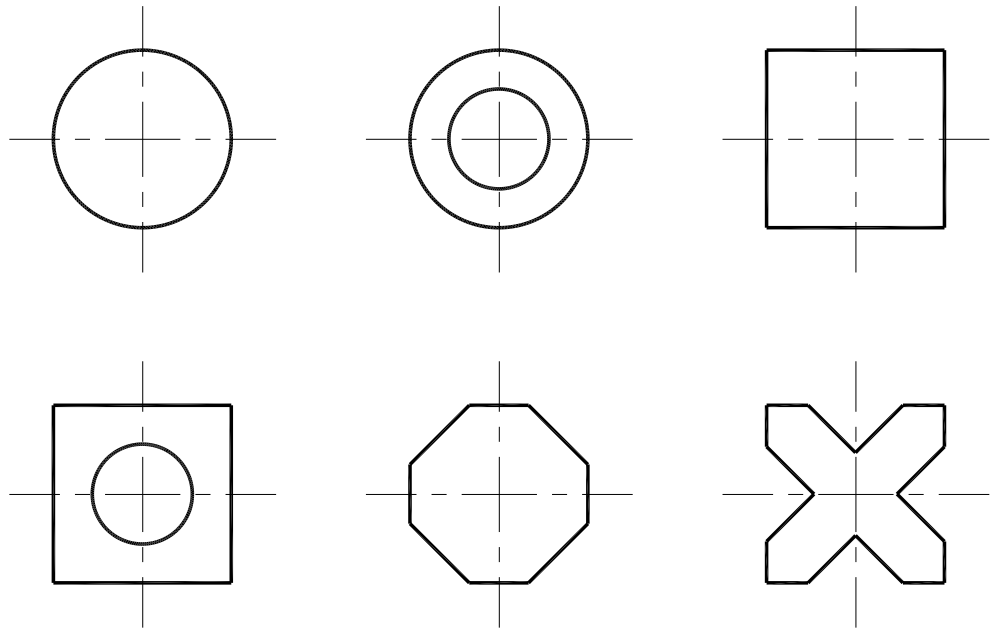


Рис. 0.9. Сечения сжатых железобетонных элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами.

При эксцентриситетах больших, чем случайные ( $e_0 > e_a$ ) более рациональны сечения, развитые в плоскости действия изгибающих моментов (Рис. 0.10). Размеры сечений должны быть такими, чтобы гибкость элемента в любом направлении не превышала предельных значений.

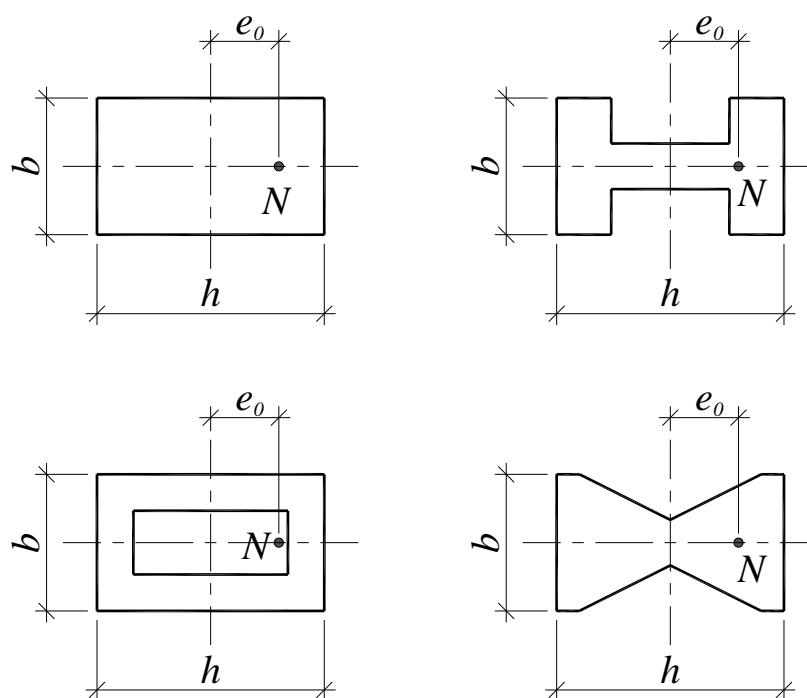


Рис. 0.10. Сечения сжатых железобетонных элементов при эксцентриситетах  $e_0 > e_a$ .

Величина предельно допустимой гибкости зависит от назначения элемента.

Например:  $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 200$  – для любых железобетонных элементов (для элементов

прямоугольного сечения  $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 60$ );  $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 120$  ( $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 35$ ) – для колонн

зданий,  $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 90$  ( $\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 26$ ) – для бетонных элементов.

Здесь  $l_0$  – расчетная длина элемента, зависящая от граничных условий его закрепления (Рис. 0.11),  $i = \sqrt{I/A}$  – радиус инерции,  $I$  – момент инерции,  $A$  – площадь поперечного сечения элемента,  $h$  – размер прямоугольного элемента в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяется бетон не ниже класса В 15. Продольная арматура сжатых элементов выполняется из сталей классов А–II; А–III; Ат–

IIIс А–IV, Ат–IV, Ат–IVК. Минимальные проценты армирования  $\mu = A_s \cdot \frac{100}{A}$  и

$\mu' = A'_s \cdot \frac{100}{A}$  принимаются по табл. 38 СНиП 2.03.01–84\* [**Ошибка! Источник**

ссылки не найден.] в зависимости от показателя гибкости  $\lambda = \frac{l_0}{i}$  и составляет 0.05...0.25%.

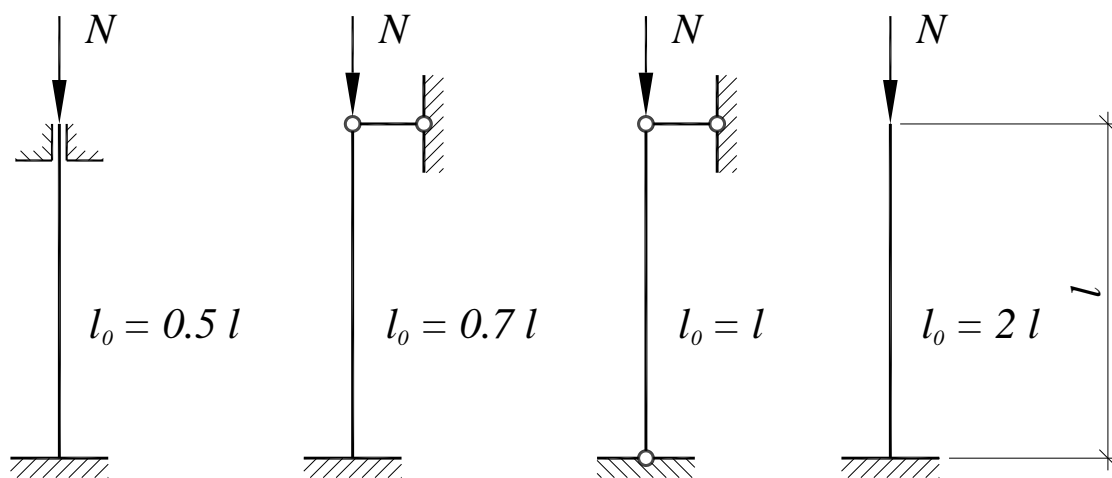


Рис. 0.11. Расчетные длины элементов  $l_0$  в зависимости от условий опирания стержня.

Поперечная арматура в сжатых элементах предназначена для фиксации продольной арматуры в проектном положении при бетонировании. Кроме того, поперечная арматура должна препятствовать потере устойчивости продольной арматуры. Шаг поперечной арматуры не должен превышать 15 диаметров продольной арматуры при вязаных каркасах и 20 диаметров при сварных каркасах. В любом случае он не должен превышать 500 мм. При использовании арматуры класса А–IV, Ат–IVС шаг поперечных стержней не должен превышать 400 мм,  $12d$  – при вязаных каркасах и  $15d$  – при сварных каркасах. При интенсивности продольного армирования более 3%, шаг поперечного армирования не должен превышать 10 диаметров продольной арматуры. Требования к толщине защитного слоя бетона и расстояния между стержнями в свету такие же, как и для изгибаемых элементов. Защитный слой принимается не менее 20 мм и не менее диаметра арматуры (для поперечной арматуры – не менее 15 мм).

Схемы армирования сечений сжатых элементов показаны на Рис. 0.12.

## УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

Сжатые элементы под действием внецентренно приложенной силы изгибаются. Это приводит к увеличению начального эксцентриситета приложения продольной силы. Это увеличение учитывается коэффициентом  $\eta$ , на который умножается величина начального эксцентриситета  $e_0$ . Значение коэффициента  $\eta$  определяется по формуле С.П. Тимошенко:

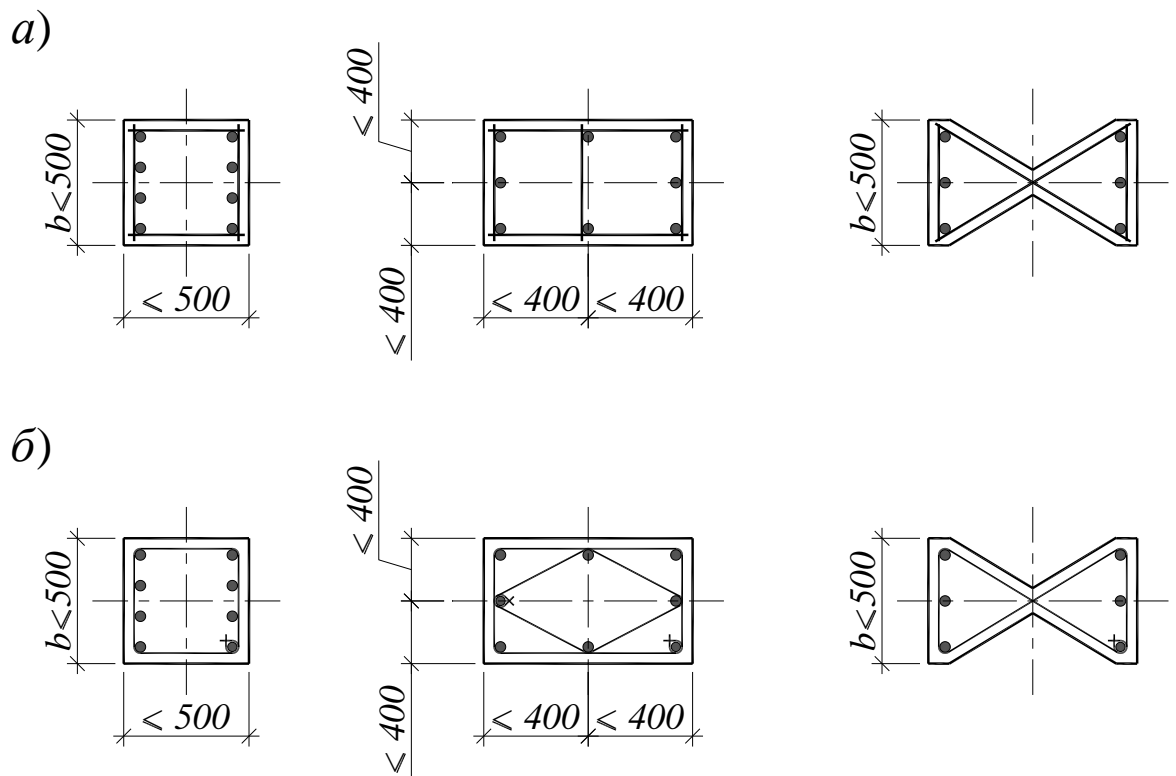


Рис. 0.12. Армирование сжатых элементов: *а* – сварные каркасы; *б* – вязаные каркасы.

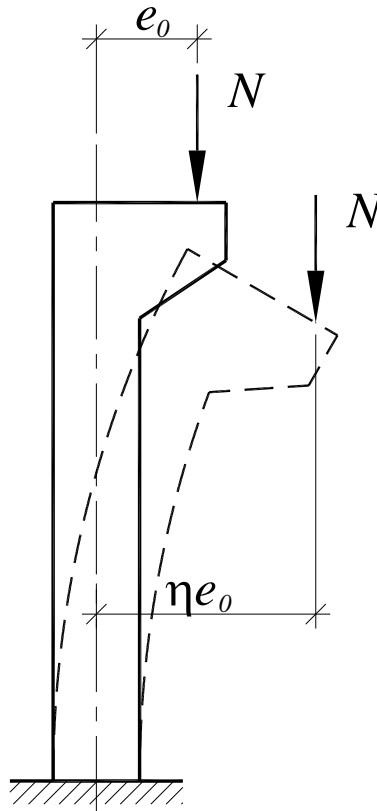


Рис. 0.13. Увеличение эксцентриситета приложения продольной силы вследствие продольного изгиба в гибких элементах.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (1.25)$$

где  $N$  – действующая продольная сила,  $N_{cr}$  – условная критическая сила.

При гибкости сжатого элемента  $\lambda = \frac{l_0}{i} \leq 14$  (для прямоугольного сечения

$\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 4$ )  $\eta = 1$ .

В общем случае условная критическая сила определяется по формуле

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right], \quad (1.26)$$

где  $I_s = A_s y_s^2 + A_s' y_s'^2$  – момент инерции продольной арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;  $y_s, y_s'$  – расстояния от центра тяжести сечения до арматуры  $A_s, A_s'$ ;  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $I$  – мо-

мент инерции бетонного сечения (для прямоугольных сечений  $I = \frac{bh^3}{12}$ );  $l_0$  – расчетная длина элемента,

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

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} \geq \delta_{e, \min} = 0.5 - 0.01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0.01 \cdot R_b,$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} \leq 1 + \beta,$$

$\beta$  – коэффициент, принимаемый по табл. 30 СНиП 2.03.01-84\* [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] в зависимости от вида бетона (для тяжелого бетона  $\beta=1$ ),  $M_I$  – момент внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести арматуры  $A_s$  от полных нагрузок,  $M_{II}$  – то же от постоянных и длительно действующих нагрузок.

## ХАРАКТЕР РАЗРУШЕНИЯ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

На основании многочисленных экспериментов установлено, что величина разрушающей нагрузки зависит от величины эксцентриситета  $e_0$ .

**Случай 1 внецентренного сжатия.** Относится к внецентренно сжатым элементам с относительно большими эксцентриситетами. В этом случае разрушение начинается с растянутой зоны, где напряжения в растянутой арматуре  $A_s$  достигает предела текучести  $\sigma_y$ , трещины интенсивно раскрываются, сокращая высоту сжатой зоны бетона, и, когда напряжение в сжатой зоне бетона достигнет  $R_b$ , элемент разрушается (Рис. 0.14, з). Разрушение носит пластический характер. Растянутая арматура  $A_s$  не рвется. Разрушается сжатая зона бетона, при этом сжатая арматура  $A'_s$  выпучивается в месте разрушения.

Разрушение внецентренно сжатых элементов по данной схеме происходит при относительной высоте сжатой зоны  $\xi \leq \xi_R$ . Напряженное состояние и

разрушение по характеру близко к напряженному состоянию изгибаемых элементов.

**Случай 2 внецентренного сжатия.** Относится к внецентренно сжатым элементам с относительно малыми эксцентриситетами. В этом случае, перед разрушением напряжения в более нагруженных волокнах бетона достигают значения  $R_b$ , а в менее нагруженных волокнах действуют незначительные сжимающие (Рис. 0.14, б) или незначительные растягивающие (Рис. 0.14, в) напряжения. Напряжения в арматуре  $A'_s$  достигают величины  $R_{sc}$ .

Разрушение внецентренно сжатых элементов по данной схеме происходит при относительной высоте сжатой зоны  $\xi > \xi_R$ .

При сжатии со случайными эксцентриситетами ( $e_o = e_a$ ) напряжения сжатия в бетоне по всему сечению будут одинаковыми и перед разрушением равны  $R_b$ . Напряжения в продольной арматуре принимаются равными расчетному сопротивлению арматуры при сжатии –  $R_{sc}$ .

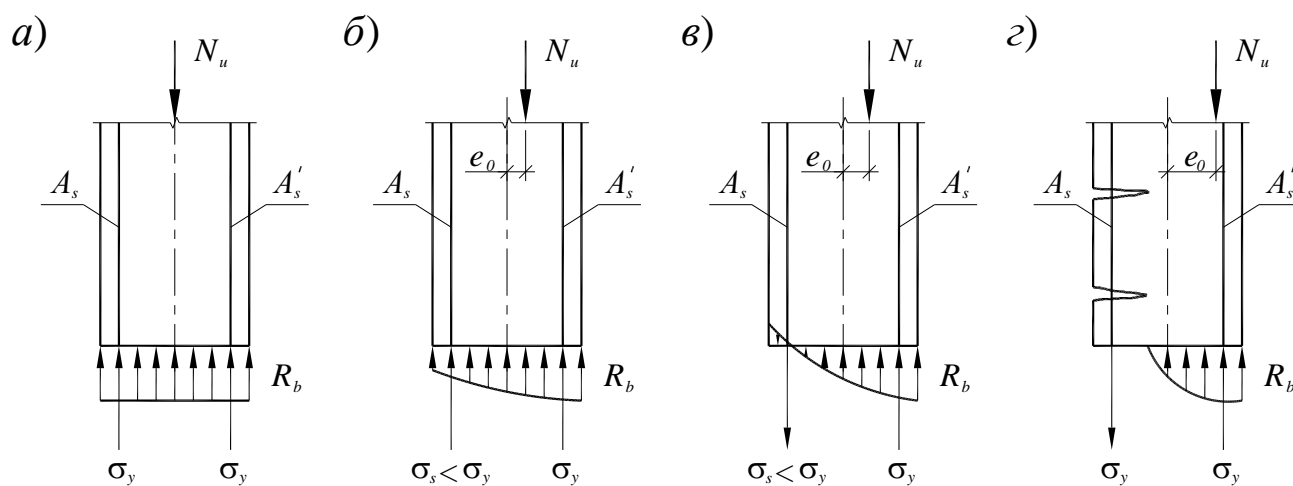


Рис. 0.14. Напряжения в бетоне и арматуре при центральном сжатии (а), при малых (б), (в) и больших (г) эксцентриситетах.

## УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

Прочность нормального сечения внецентренно сжатых элементов разрушающихся по случаям 1 и 2 считается обеспеченной, если изгибающий момент от внешних нагрузок  $M$  не превышает момента от внутренних сил, определенных, например, относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой (или слабо сжатой) арматуры  $A_s$  (Рис. 0.15):

$$M = N \cdot e \leq M_u = R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') . \quad (1.27)$$

Высота сжатой зоны определяется из условия равенства нулю суммы проекции всех сил на продольную ось элемента:

- Для случая 1 внецентренного сжатия оно будет иметь вид:

$$\sum X = 0, \quad N + R_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0 . \quad (1.28)$$

- Для случая 2 внецентренного сжатия:

$$\sum X = 0, \quad N + \sigma_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0 . \quad (1.29)$$

В условии (1.27)  $A_b z_b = S_b$  – статический момент сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры  $A_s$ .

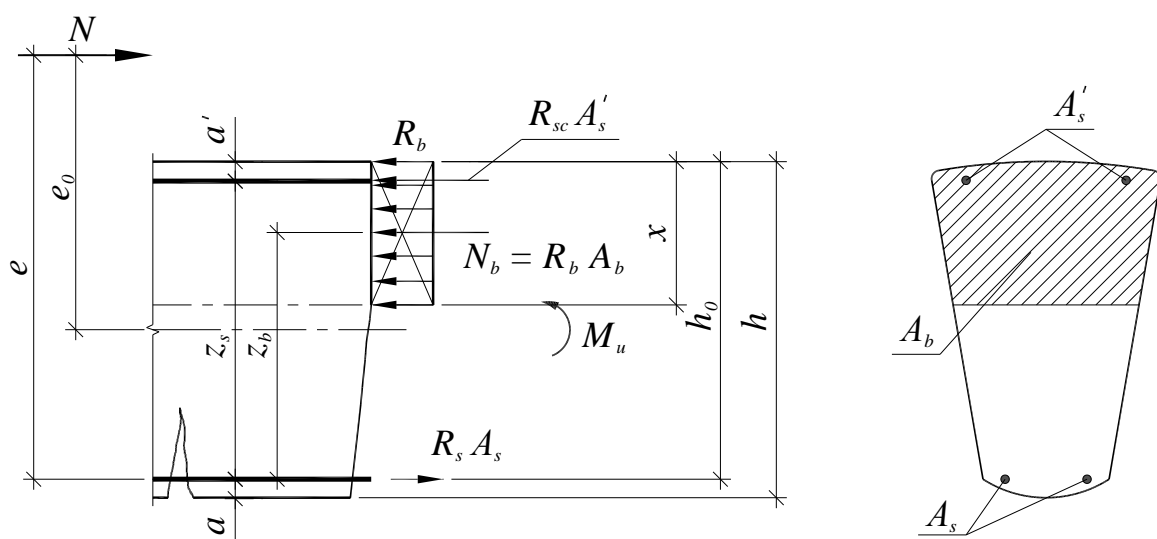


Рис. 0.15. Усилия в сжатом железобетонном элементе.



При малых эксцентриситетах  $\xi > \xi_R$  напряжения в арматуре  $A_s$  не достигают значений  $R_s$ , а бывают растягивающими или сжимающими. При бетоне класса не выше В30 и арматуре классов А–I, А–II и А–III, напряжение в арматуре  $A_s$  определяется по формуле, предложенной Е.А. Чистяковым.

$$\sigma_s = \left( 2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s. \quad (1.30)$$

При использовании бетонов выше В30 и арматуры классов А–IV и выше напряжение определяется в арматуре  $A_s$  по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{scu} \frac{\omega}{\xi - 1}}{1 - \frac{\omega}{1.1}}. \quad (1.31)$$

Элементы, разрушающиеся по случаю 1 следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие  $x \geq 2a'$ . В противном случае арматура этой части сечения находится за пределами сжатой зоны и напряжения в ней  $\sigma_s < R_{sc}$ , т.е. прочность сжатой арматуры не используется. Поэтому, при  $x < 2a'$  в расчетных условиях (1.28) и (1.29) принимают  $R_{sc} A'_s = 0$ .

Прочность внецентренно сжатых элементов в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, проверяют на действие продольной силы, приложенной со случайными эксцентриситетами.

Проверку прочности наклонных сечений внецентренно сжатых элементов производят аналогично расчету изгибаемых элементов.

Литература:

- 15) Железобетонные и каменные конструкции/ О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов –М: Издательство АСВ, 2008, -472 с.

- 16) Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780 с.

*Лекция №10*

**Расчет растянутых железобетонных конструкций по предельным состояниям 1-й группы.**

**Расчет железобетонных элементов по образованию трещин (2-я группа предельных состояний).**

***Вопросы:***

- 30) *Конструктивные особенности растянутых элементов;*
- 31) *Расчет центрально растянутых элементов;*
- 32) *Напряженное состояние растянутых элементов при различной величине эксцентриситетов;*
- 33) *Расчет растянутых элементов с малыми эксцентриситетами;*
- 34) *Расчет растянутых элементов с большими эксцентриситетами;*
- 35) *Расчет по образованию трещин центрально растянутых элементов;*
- 36) *Расчет по образованию трещин нормальных к продольной оси.*

**КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.**

Различают центрально и внецентренно растянутые элементы.

Центрально растянутыми называются элементы, подверженные действию продольного растягивающего усилия. В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки цилиндрических резервуаров и напорных трубопроводов, испытывающих внутреннее давление жидкости при отсутствии давления грунта (Рис. 0.16).

Внецентренно растянутыми называются элементы, которые растягиваются продольной растягивающей силой  $N$  и изгибаются изгибающим моментом  $M$ , что равносильно внецентренному растяжению усилием  $N$  с эксцентриситетом  $e_0$  относительно продольной оси, равным

$$e_0 = \frac{M}{N}. \quad (1.32)$$

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки прямоугольных бункеров, напорные подземные трубопроводы, нижние пояса безраскосных ферм и т.п. (Рис. 0.16).

Центрально растянутые элементы армируют отдельными стержнями или сварными каркасами с равномерным размещением рабочей арматуры по сечению. Центрально растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством повышения их сопротивления образованию трещин. Напрягаемую арматуру в линейных элементах размещают в сечении симметрично, чтобы при передаче усилия на бетон по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.

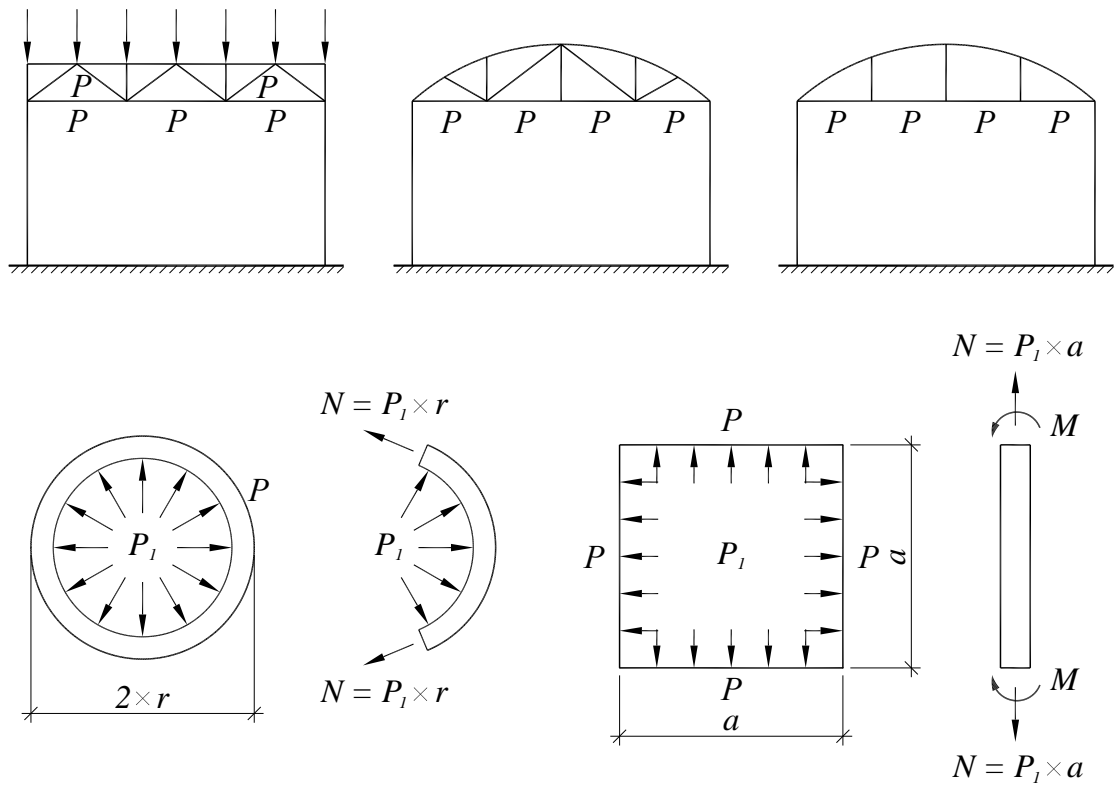


Рис. 0.16. Конструкции, в которых возникают растягивающие усилия:  $P$  – растяжение.

Во внецентренно растянутых элементах продольная рабочая арматура устанавливается по сторонам сечения, перпендикулярным плоскости изгиба. Плитные конструкции армируются сварными сетками.

Для повышения трещиностойкости внецентренно растянутые элементы выполняются предварительно напряженными.

Для растянутых элементов эффективно применение высокопрочной предварительно напряженной арматуры. При конструировании растянутых элементов особое внимание должно быть обращено на концевые участки, на которых должна быть обеспечена надежная передача усилий, а также на стыкование арматуры. Стыки арматуры выполняются, как правило, сварными. Для ненапряженной арматуры допускается стыкование внахлестку, при этом в одном сечении должно располагаться не более 25% стержней класса А–I и 50% арматуры периодического профиля.

Минимальный процент армирования продольной арматурой  $\mu\% \geq 0.5\%$ .

Поперечная арматура (хомуты) в растянутых элементах устанавливается конструктивно и должна охватывать всю продольную арматуру. Если во внецентренно растянутом элементе действуют значительные по величине поперечные силы, то хомуты устанавливают по расчету. Расчет производится аналогично расчету изгибаемых элементов на действие поперечной силы.

## РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ.

При центральном растяжении до появления трещин большая часть усилия  $N$  воспринимается бетоном и меньшая – продольной арматурой. Напряжение в арматуре перед появлением трещин в бетоне

$$\sigma_s = \varepsilon_{btu} E_s \approx 15 \cdot 10^{-5} 20 \cdot 10^4 = 30 \text{ МПа},$$

где  $\varepsilon_{btu}$  – предельная деформация бетона при растяжении.

Большое влияние на величину усилия, при котором появляется первая трещина, оказывает усадка бетона, вызывающая растягивающие напряжения в бетоне. После появления трещины все усилия в сечении с трещиной воспринимаются арматурой (Рис. 0.17), в результате чего напряжение в ней резко увеличивается. Разрушение элемента произойдет при напряжении, равном пределу текучести  $\sigma_y$  ( $\sigma_{02}$ ). Элемент при этом получает большое удлинение. Разрыв арматуры произойдет при напряжении, равном пределу прочности  $\sigma_u$ .

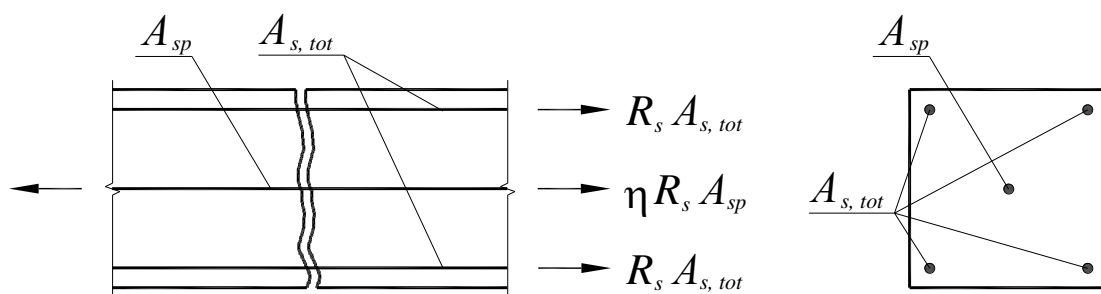


Рис. 0.17. Предварительно напряженный железобетонный элемент при центральном растяжении.

При расчете на прочность центрально-растянутых железобетонных элементов (Рис. 0.17) учитывается, что в бетоне развиты трещины нормальные к продольной оси трещины, и все усилие в сечении воспринимается продольной арматурой.

В соответствии с этим условие прочности предварительно напряженного элемента записывается в виде:

$$N \leq \eta R_s A_{sp} + R_s A_{s,tot} \quad (1.33)$$

где  $A_{sp}$  – площадь поперечного сечения преднапряженной арматуры;  $A_{s,tot}$  – площадь поперечного сечения обычной арматуры;  $\eta$  – коэффициент, учитывающий увеличения расчетного сопротивления предварительно напряженной арматуры ( $\eta = 1.2$  – для арматуры класса А–IV;  $\eta = 1.15$  – для А–V, В–II; Вр–II, К–7, К–19;  $\eta = 1.1$  – для арматуры классов А–VI и Ат–VII).

## НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ВЕЛИЧИНЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОВ.

В зависимости от положения продольного растягивающего усилия различают два случая разрушения внецентренно растянутых элементов по нормальным сечениям.

**Случай 1.** Случай малых эксцентриситетов.

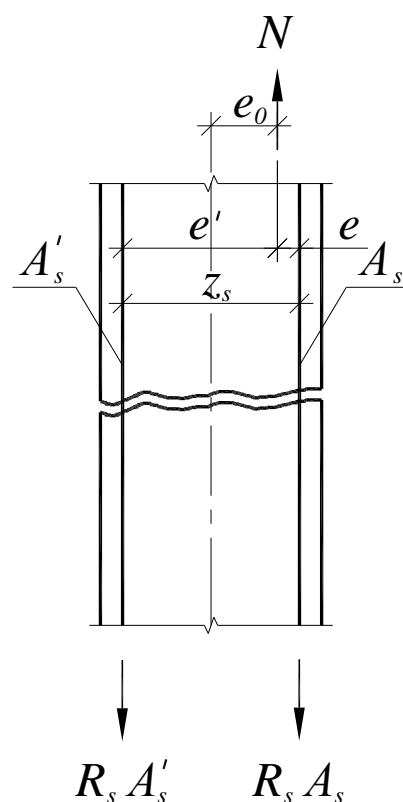


Рис. 0.18. Расчетная схема растянутого элемента при малых эксцентриситетах.

Он имеет место, когда внешняя продольная растягивающая сила приложена в пределах ядра сечения и, следовательно, все сечение растянуто (Рис. 0.18). Предельное состояние в этом случае сходно с предельным состоянием центрально растянутых элементов. В предельном состоянии бетон выключен из работы, т.к. элемент на всю высоту пронизан поперечными трещинами. Разрушение наступает в тот момент, когда напряжения во всей продольной арматуре достигают предельного значения. В этом случае границей ядра сечения будет положение центров тяжести  $A_s$  и  $A'_s$ . Таким образом, данный случай характеризуется условием, когда продольная растягивающая сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре, т.е.  $e_0 \leq 0.5h - a$  или  $e' \leq h_0 - a'$

**Случай 2.** Случай больших эксцентриситетов.

Он имеет место, когда продольная растягивающая сила приложена вне ядра сечения, т.е. за пределами расстояния между равнодействующими уси-

лий в арматуре ( $e_0 > 0.5h - a$  или  $e' > h_0 - a'$ ). Предельное состояние внецентренно растянутых элементов в этом случае сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов (Рис. 0.19). Часть сечения, расположенная у грани удаленной от продольной растягивающей силы сжата. Противоположная грань растянута. Разрушение в этом случае наступает от исчерпания несущей способности растянутой арматуры и сжатой зоны сечения (бетона и сжатой арматуры).

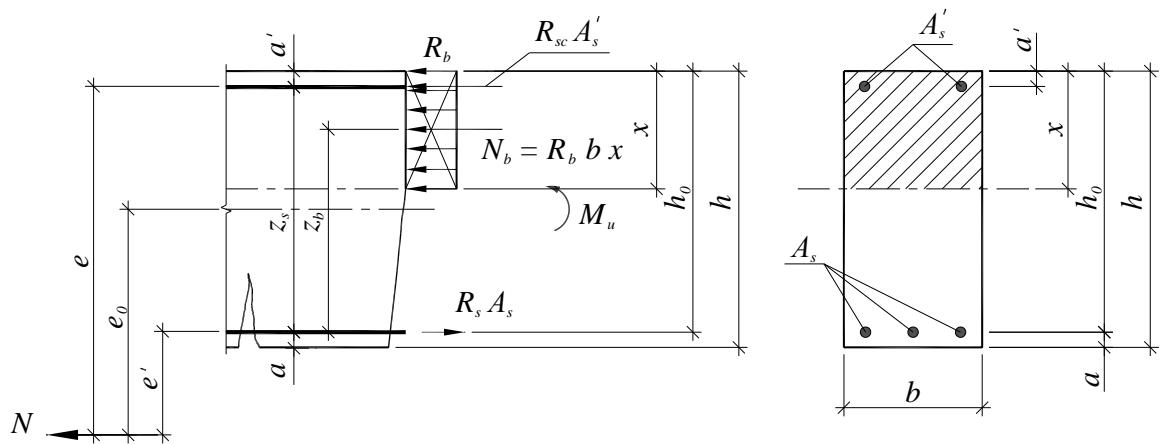


Рис. 0.19. Расчетная схема растянутого элемента при больших эксцентриситетах.

Методика расчета прочности нормальных сечений внецентренно растянутых элементов зависит от случая их работы.

## РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ МАЛЫХ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТАХ.

Если сила  $N$  не выходит за границы, очерченные арматурой  $A_s$  и  $A'_s$ , с появлением трещины, бетон полностью выключается из работы, и продольное усилие воспринимается арматурой  $A_s$  и  $A'_s$  (Рис. 0.18). Условия прочности элемента имеют вид

$$N e \leq R_s A'_s z_s, \quad (1.34)$$

$$N e' \leq R_s A_s z_s, \quad (1.35)$$



где  $e$  и  $e'$  – расстояния от силы  $N$  до центра тяжести арматуры  $A_s$  и  $A'_s$ .

Площади поперечного сечения арматуры составят:

$$A'_s = \frac{N e}{R_s z_s}, \quad A_s = \frac{N e'}{R_s z_s}.$$

Литература:

- 17) Железобетонные и каменные конструкции/ О.Г. Кумпяк, З.Р. Галяутдинов, О.Р. Пахмурин, В.С. Самсонов –М: Издательство АСВ, 2008, -472 с.
- Строительные конструкции нефтегазовых объектов/ Ф.М. Мустафин, Л.И. Быков, В.Н. Мохов и др. –СПб.: ООО «Недра», 2008. -780