Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Баламирзоев Назим Лиодинович
Должность: Ректор
Дата подписания: 20.10.2026 11:37:44
Уникальный программный ключ:
5cf0d6f89e80f49a334f6a4ba58e91f3326b9926

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РФ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ

ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«ДАГЕСТАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра СК и ГТС

УЧЕБНОЕ ПОСОБИЕ

к практическим занятиям по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство

Махачкала - 2025

УДК 624.012

Учебное пособие к практическим занятиям по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов направления подготовки 08.03.01 Строительство. Махачкала: ДГТУ, 2025. -81с.

В учебном пособии приведены теоретические основы и примеры расчета изгибаемых, сжатых и растянутых ненапрягаемых железобетонных элементов по первой группе предельных состояний, а также теория и примеры расчета элементов каменных конструкций по первой группе предельных состояний.

Учебное пособие предназначено для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство и может быть использовано студентами всех строительных специальностей, изучающих железобетонные и каменные конструкции.

Составители: д.т.н., доцент Муселемов Х.М.

к.т.н., доцент Вишталов Р.И.

Рецензенты: К.т.н., доцент факультета

информационных технологий и инженерии

ДГУНХ Акаев А.И.

Зав. кафедрой ТСиСМ ДГТУ

д.т.н., профессор Агаханов Э.К.

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

Содержание

Введение…….…… 4
1. Расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов…… 5
1.1 Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям… 5
1.1.1. Элементы с одиночной арматурой…… 5
1.1.2. Элементы с двойной арматурой……. 12
1.1.3. Элементы таврового, двутаврового и коробчатого сечений……... 16
1.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям… 19
1.2.1. Прочность элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы…… 20
1.2.2. Прочность элементов по наклонному сечению на действие изгибающего момента……..... 23
1.2.3. Прочность бетона в полосе стенки между наклонными трещинами.. 24
2. Расчет прочности сжатых элементов……... 29
2.1. Общие положения……... 29
2.2. Расчет прочности сжатых элементов при нулевом расчетном эксцентриситете……. 30
2.3. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов…….. 32
2.4. Расчет сечения арматуры и проверка прочности внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечении……... 35
3. Расчет прочности растянутых элементов…… 42
3.1. Центрально-растянутые элементы…… 42
3.2. Расчет внецентренно-растянутых элементов……... 42
3.3. Расчет сечения арматуры и проверка прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения…… 44
4. Каменные элементы конструкций…… 47

Приложения……..…….. 62

Список литературы…….……81

Введение

Железобетонные и каменные конструкции являются основными строительными конструкциями с обширной областью применения, поэтому изучение основ теории сопротивления железобетона и проектирования железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений весьма важно при подготовке бакалавров по направлению «Строительство».

Курс «Железобетонные и каменные конструкции» относится к числу самых трудных в вузовской программе обучения по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство». Связано это, прежде всего, со сложностью самого железобетона - двуединого материала, работу которого далеко не всегда возможно описать теорией сопротивления упругих сплошных материалов.

Это относится особенно к 1-ой части курса - "Сопротивление железобетона и элементы железобетонных и каменных конструкций", где приведены основы упругопластического сопротивления железобетона и методы расчета прочности, трещиностойкости и жесткости элементов. Без знания основ сопротивления железобетона студенты, как показывает опыт, не могут осознанно и грамотно проектировать сами конструкции.

Учебное пособие к практическим занятиям посвящено решению задач по расчетам прочности изгибаемых, сжатых и растянутых ненапрягаемых элементов железобетонных и каменных конструкций. В них приведены основы теории расчета прочности по нормальным и наклонным сечениям, подробные числовые примеры с анализом их результатов. Учебное пособие содержит необходимые графические иллюстрации и приложения, где приведены основные сведения о бетонах, арматурных сталях, каменных кладках и таблицы для расчета изгибаемых и сжатых элементов.

Учебное пособие составлено с учетом требований СП 63330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции на основании примерной программы дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и отвечают требованиям ГОСТ по направлению подготовки бакалавров "Строительство".

В Учебном пособии использована международная система единиц СИ и стандартизированные условные обозначения.

Учебное пособие предназначено к практическим занятиям по железобетонным и каменным конструкциям для студентов высших учебных заведений, обучающихся по направлению подготовки бакалавров «Строительство». Они могут быть использованы студентами и других строительных специальностей, изучающих железобетонные и каменные конструкции. Учебное пособие может оказаться полезным также для подготовки магистров и проектировщиков.

1. Расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов

1.1. Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям

Исчерпание несущей способности изгибаемой железобетонной балки может произойти либо по нормальному к продольной оси элемента сечению 1, либо по наклонному сечению 2 (рис. 1.1).

Разрушение по нормальному сечению вызывается действием изгибающего момента, а по наклонному поперечных сил совместно с изгибающим моментом.

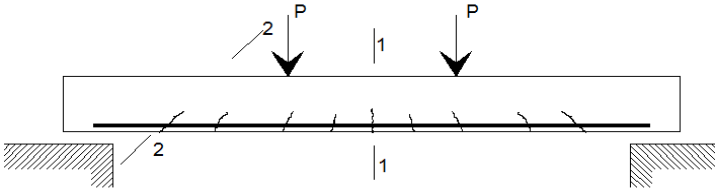


Рис. 1.1. Образование трещин и разрушение балки по нормальному (1) и по наклонному (2) сечениям.

Поэтому расчет прочности необходимо производить как по нормальным, так и по наклонным сечениям.

В нормально армированных железобетонных изгибаемых элементах разрушение начинается с растянутой зоны: напряжения растянутой арматуры достигают предела текучести. При этом резко уменьшается высота сжатой зоны бетона и напряжения в бетоне этой зоны также достигают предельных значений и происходит его разрушение. Такое разрушение называют пластическим.

В балках с большим количеством растянутой арматуры (переармированных) разрушение начинается со сжатой зоны: напряжения в бетоне этой зоны достигают предельных значений, при этом напряжения в растянутой арматуре не достигают предела текучести и ее прочность полностью не используется (хрупкое разрушение). Проектирование переармированных элементов не рекомендуется.

В зависимости от изложенных причин исчерпания несущей способности элемента но нормальным сечениям, различают два случая расчета:

случай 1 - разрушение начинается с растянутой зоны, после достижения в арматуре расчетных сопротивлений;

случай 2- разрушение начинается со сжатой зоны, после достижения в бетоне расчетных сопротивлений при этом напряжение в растянутой арматуре остается ниже расчетного сопротивления.

1.1.1. Элементы с одиночной арматурой

Бетон хорошо работает на сжатие и установка расчетной арматуры в сжатой зоне, как правило, не требуется и арматура устанавливается только в растянутой зоне. Такие элементы называются элементами с одиночным армированием.

Рассмотрим равновесие элемента балки, вырезанного из зоны чистого изгиба (рис. 1.2.). На элемент действует внешний момент М, вычисляемый при расчетных значениях нагрузок, а в арматуре и бетоне при пластическом разрушении действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям R_s и R_b. Часть сечения, прорезанная трещинной из работы выключается.

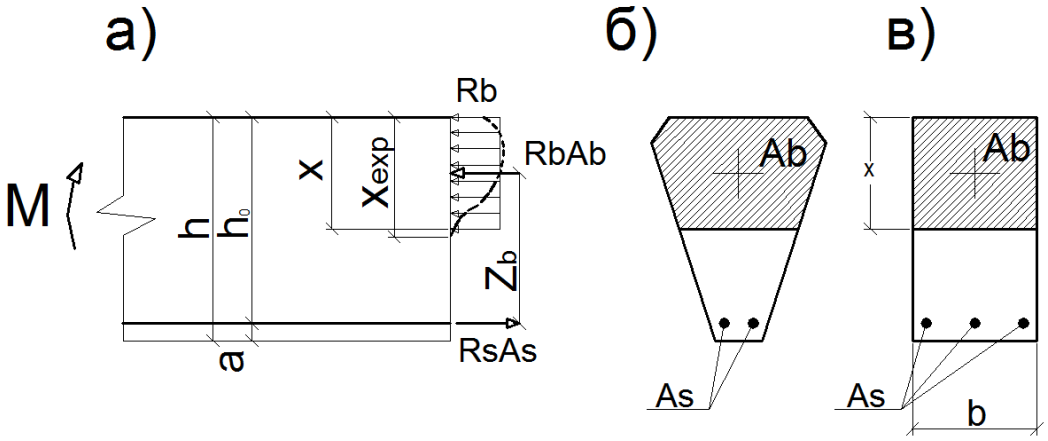


Рис 1.2. К расчету элементов с одиночной арматурой

Фактическая эпюра напряжений криволинейна, но в целях упрощения ее заменяют прямолинейной с ординатой R_b. При этом расчетная высота сжатой зоны будет несколько меньше фактической, и она может быть определена исходя из равенства усилий в арматуре и бетоне.

Усилие, воспринимаемое растянутым бетоном над концом трещины, незначительно, и им как правило, пренебрегают.

Расчетные формулы для элементов любой формы поперечного сечения, симметричной относительно вертикальной оси, можно получить составляя два уравнения равновесия в предельном состоянии:

1) равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента и

2) равенства внешних и внутренних моментов, действующих на элемент.

Из первого условия, как правило, определяют высоту сжатой зоны, следовательно, и площадь сжатой зоны бетона:

$R_sA_s-R_bA_b=0$ или $R_sA_s = R_bA_b$ (1.1.)

Из второго условия определяют предельный момент сечения. Уравнение моментов составляют относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A_s или усилий в сжатой зоне бетона:

$M = R_bA_bZ_b$ (1.2.) или

$M=R_SA_SZ_S$ (1.3.)

Очевидно, прочность элемента будет обеспечена, если внешний момент не превысит величину предельного момента внутренних сил.

В расчет изгибаемых элементов вводится не полная высота сечения h, а рабочая (полезная) h_0=h-a, где a - расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s до растянутой грани балки. Отношение высоты сжатой зоны к рабочей высоте сечения элемента называется относительной высотой сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0}$. Величины x и h_0 измеряются в направлении, перпендикулярном к прямой, ограничивающей сжатую зону.

С увеличением количества растянутой арматуры, как видно из уравнения (1.1), возрастает площадь сжатой зоны бетона A_b следовательно, и x и ξ. Очевидно, что существует граничное значение и соответствующее

предельное значение армирования, при превышении которого разрушение элемента будет начинаться уже не с растянутой арматуры, а со сжатой грани бетона. Это и будет границей между первым и вторым случаем расчета элемента. Таким образом, расчет элементов по первому случаю по формулам (1.1)÷(1.3) производится если

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \qquad (1.4.)$$

При $\xi > \xi_R$ расчет ведется по второму случаю также по указанным формулам с подстановкой в них вместо R_s напряжений σ_s меньших чем расчетное сопротивление арматуры.

Опыты показали, что величина ξ_R зависит от свойств бетона и арматуры. С увеличением прочности бетона вследствие уменьшения пластичности наблюдается более раннее хрупкое разрушение бетона сжатой зоны, что ведет к снижению значений ξ_R. При увеличении прочностных свойств арматуры ξ_R также уменьшается.

На основании опытных данных получена эмпирическая формула для определения граничного значения относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc\,\mu}}(1-\frac{\omega}{1.1})}. \qquad (1.5.)$$

где: $\sigma_{sc\,\mu}$ - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны (при кратковременном действии нагрузки и $\gamma_{b2} = 1.01{,}0$ принимается 400 мПа, при длительном действии нагрузки и $\gamma_{b2} = 0.9 - 500$м*ПА*); σ_{SR} – условное предельное напряжение в арматуре

ω - относительная высота условной сжатой зоны, соответствующая нулевым напряжениям в арматуре. Данный параметр характеризует пластические свойства бетона сжатой зоны и для элементов из обычного тяжелого бетона

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008R_b \qquad (1.6.)$$

Для элементов с ненапрягаемой арматурой класса А-I, А-II и А-III и Вр- I в формулу (1.5) подставляют $\sigma_{SR} = R_s$ для других видов арматуры, применяемых в предварительно напряженных конструкциях, значения σ_{SR} принимают в соответствии с указаниями, приведенными в разделе 4.4.

Для элементов прямоугольного сечения (рис. 1.2,в) $A_b = bx$ и $Z_b = h_o\text{-}0{,}5x$ и формулы (1.1), (1.2) и (1.3) примут вид

$R_S A_S = R_b bx$ (1.7.)

$M = R_b bx(h_0\text{-}0.5x)$ *(1.8.)*

$M = RsAs(ho\text{-}0.5x)$ (1.9.)

Из формулы (1.7) $x = \frac{R_S A_S}{R_b b}$ или $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_S A_S}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_S}{R_b}$, (1.10.)

где $\mu -$ коэффициент армирования (отношение площади арматуры A_S к рабочей площади сечения bh_0)

Часто пользуются понятием процента армирования μ %= $\frac{A_s}{bh_0}$100%

Из формулы (1.10) следует $\mu = \xi \frac{R_b}{R_s}$(1.11.)

или $As = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s}$ (1.12.)

Из полученных зависимостей следует, что с увеличением количества арматуры возрастает относительная высота сжатой зоны бетонаξ. Подставляя в формулу (1.11.) предельное значение относительной высоты сжатой зоны получим значение наибольшего коэффициента армирования

$\mu_{max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s}$ (1.13)

В зависимости от классов бетона и арматуры максимальное армирование изменяется в широких пределах. Для ненапряженных элементов из бетона классов В15÷В30, армированных арматурой класса А-III, предельный процент армирования составляет *1,5÷2,5%.* Вместе с тем нормы ограничивают и минимальный процент армирования, установленный из условия равнопрочности и армированного сечения с неармированным. Для изгибаемых элементов он составляет 0,05%.

Анализ полученных зависимостей (1.8.) и (1.9.) показывает, что одинаковую несущую способность изгибаемого элемента можно обеспечить при различных сочетаниях размеров поперечного сечения и количества арматуры. К примеру, чем больше высота сечения элемента, тем меньше потребное количество арматуры. Естественно, при проектировании конструкций, из всех возможных решений необходимо выбрать наиболее оптимальное, при котором расход материалов и стоимость конструкции будет наименьшей. Как показывают исследования и опыт проектирования, это условие выполняется при $\boldsymbol{\xi}^{\text{опт}} = \mathbf{0,3 \div 0,4}$ для балок и $\boldsymbol{\xi}^{\text{опт}} = \mathbf{0,1 \div 0,15}$ для плит. Этим значениям $\boldsymbol{\xi}$ соответствуют $\boldsymbol{\mu}^{\text{опт}} = \mathbf{1 \div 2,0}$% для балок и $\boldsymbol{\mu}^{\text{опт}} = \mathbf{1 \div 2,0}$% для плит.

Для упрощения практических расчетов формулы (1.8.) и (1.9.) преобразуют следующим образом:

$M = R_b bx \frac{h_0^2}{h_0}\left(1 - 0.5\frac{x}{h_0}\right) = R_b b h_0^2 \boldsymbol{\xi}(\mathbf{1 - 0.5}\boldsymbol{\xi}) = \boldsymbol{\alpha_m R_b b h_0^2}$; (1.14)

$M = R_b A_b h_0\left(1 - 0.5\frac{x}{h_0}\right) = R_b A_b h_0 \zeta$ (1.15)

где: $\boldsymbol{\alpha_m = \xi(1 - 0.5\xi)}\zeta = \frac{z_b}{h_0} = (\mathbf{1 - 0.5\xi})$(1.16.)

Расчетные параметры $\boldsymbol{\alpha_m}$ и ζ зависят только от относительной высоты сжатой зоны $\boldsymbol{\xi}$**.** их численные значения приведены в табл.IV. I приложения IV.

Площадь сечения растянутой арматуры при известных параметрах высоты сжатой зоны **(**ζ $\boldsymbol{\alpha_m}$ $\boldsymbol{\xi}$**)** можно определить из формулы (1.12.) или (1.15). Оптимальную высоту сечения балки при известной величине изгибающего момент определяют из формулы (1.14.), принимая величину $\boldsymbol{\alpha_m}$соответствующей оптимальному значению $\boldsymbol{\xi}^{\text{опт}}$ =0,35.

Предельный момент, воспринимаемый элементом с одиночной арматурой, при котором преждевременное разрушение сжатой зоны бетона не имеет места, выражается следующей формулой:

$M = \boldsymbol{\alpha_{mR}}\, R_b A_b \mathrm{h}_0^2$ (1.17.)

где $\boldsymbol{\alpha_{mR}}$ соответствует граничному значению относительной высоты сжатой зоны $\boldsymbol{\xi_R}$

Значения $\boldsymbol{\xi_R}$ и $\boldsymbol{\alpha_{mR}}$ для элементов из тяжелого бетона без

предварительного напряжения с растянутой арматурой А-I, А-II, А-III и Вр-I приведены в табл. IV.2 приложения IV.

При втором случае расчета разрушение элемента начинается со стороны сжатой зоны, относительная высота сжатой зоны $\boldsymbol{\xi > \xi_R}$ В таких элементах большое количество арматуры и напряжение в ней не достигает на стадии разрушения предела текучести и разрушение носит хрупкий характер. Из-за неполного использования прочностных свойств арматуры, увеличение прочности обычных железобетонных элементов с повышением армирования сверх граничного незначительно. Поэтому нормы для элементов из бетона класса ВЗО и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III и Вр-1 при $\boldsymbol{\xi > \xi_R}$ разрешают расчет по формуле (1.17). Более точный расчет производится путем подстановки в формулы (1.1) и (1.3) или (1.7) и (1.9) вместо R_s напряжения σ_s величина которого не достигает расчетного сопротивления вследствие преждевременного разрушения сжатой зоны бетона.

Напряжения σ_s определяются по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc\,\mu}}{1 - \frac{\omega}{1.1}}\left(\frac{\omega}{\xi} - 1\right) \qquad (1.18)$$

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

$\sigma_{sc\,\mu}$ и ω - смотри формулы (1.5.) и (1.6.).

<u>Пример 1</u>. Дано: железобетонная балка сечением b·h = 20х40см с одиночной продольной арматурой класса А-III у растянутой грани, бетон тяжелый класса В20 при $\boldsymbol{\gamma_{b2} = 0.9}$ ***расчетный изгибающий момент М=50КН·м. Найти требуемую площадь арматуры.***

Решение: Из таблиц приложений I и II находим расчетные сопротивления бетона и арматуры R_b =0,9 ·11,5мПа=10,35мПа и R_s =365мПа и преобразуем в

удобные для вычислений единицы (кН/см^2) исходя из соотношения 1 кН/см^2 ≈10 мПа- R_b =1,035 кН/см^2, R_s = 36,5 кН/см^2.

Назначаем толщину защитного слоя бетона и вычисляем рабочую высоту сечения. При высоте балки 40см, толщине защитного слоя бетона не менее 20мм, что при ориентировочном диаметре рабочих стержней до 20мм и их однорядном расположении дает *a = 20+20/2 = 30мм.*

Принимаем а=3,5см

h_0 = h - a 40-3,5 = 36,5см

Из формулы (1.14) $M = \boldsymbol{\alpha_m R_b b h_0^2}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{5000}{1.035 * 20 * 36.5^2} = 0.18$$

По табл. IV. 1 приложения IV, ξ = 0,20 и ζ = 0,90 Пользуясь формулой (1.5.) или табл. IV.2 приложения IV (для тяжелого бетона класса В20 и арматуры класса А-III при γ_{b2} = 0,9), находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R =0,628.

Условие ξ = 0,20 < ξ_R =0,628 выполняется, следовательно, имеет место 1-й - пластический случай разрушения и использование формул (1.12) и (1.15)со значением расчетного сопротивления R, правомерно.

По формуле (112) определяем требуемую площадь арматуры

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.20 * 20 * 36.5 \frac{1.035}{36.5} = 4.14 см^2$$

По таблице 11.3. приложения II принимаем 2Ø16 А-III с A_s =4,02см^2 (-2,9%).

<u>Пример 2</u>. ***Даны характеристики материалов согласно примеру I. Найти оптимальные размеры сечения и площадь арматуры при расчетном моменте M = 80 кНм.***

Решение: Задаемся шириной сечения *b = 20см* и значением ξ из оптимального для балок диапазона *0,3÷0,4,* например ξ = 0,35, чему по табл. IV.I приложения IV соответствует α_m=0,289 и ζ= 0,825.

Из формулы (1.14) имеем

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m b R_b}} = \sqrt{\frac{8000}{0.289 * 20 * 1.035}} = 36.5 см$$

По аналогии с примером 1 принимаем толщину защитного слоя *a=3,5см,* тогда высота сечения *h = h_0 + a = 36,5 + 3,5 = 40,0см.* Принимаем *h = 40см, h_0=36,5см,* уточнения a_m, ξ и ζ не требуется.

Требуемая площадь арматуры по формуле (1.12)

$$A_s = 0.35 * 20 * 36.5 \frac{1.035}{36.5} = 7.24 см^2$$

По таблице 11.3. приложения II принимаем 2Ø22 А-III (A_S= 7,6см^2).

<u>Пример 3</u>. ***Даны характеристики материалов и размеры сечения Палки по данным примера 1. Задана продольная арматура из 4Ø18 А-III (A_S=10,18см^2). Определить несущую способность элемента.***

<u>Решение:</u> Определим из формулы (1.10) относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = \frac{R_S A_s}{R_b b h_0} = \frac{36.5 * 10.18}{1.035 * 20 * 36.5} = 0.49 < \xi R = 0{,}628$$

следовательно, имеет место 1 случай разрушения (пластическое разрушение). По табл. (IV. 1) a_m *=0,37* и *ζ=0,755*

По формуле (1.14) определяем несущую способность элемента $M = \boldsymbol{\alpha_m R_b b h_0^2}$ = 0,37 · 1,035 · 20 · 36.5^2 =10203,7*кН· см* = 102,0*Кн·м*

<u>Пример 4.</u> **По данным примера 1 определить несущую способность и подобрать продольную растянутую арматуру, соответствующую граничному значению относительной высоты сжатой зоны ξ_R**

Решение: Из примера 1 ξ_R=0,628, соответствующее значение α_{mR}=0,431

Величина изгибающего момента по формуле (1.14)

$$M_R = \alpha_{mR} R_b b h_0^2 = 0.431 * 1.035 * 20 * 36.5^2 = 11886\text{кН} * \text{см}$$

Площадь продольной растянутой арматуры по формуле (1.12)

$$A_{s\,R} = \xi_R b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.628 * 20 * 36.5 * \frac{1.035}{36.5} = 13.0\text{см}^2$$

Принимаем по табл. II.3 приложения II *2Ø22+2Ø20 А-III (A_S=13,88 см^2)*

<u>Пример 5.</u> ***По данным примера 1 определить несущую способность переармированной балки при продольной арматуре из 4Ø25 AIII (As=19,63 см^2)***

Решение: Арматуру расположим в один ряд. Толщину защитного слоя и рабочую высоту балки примем для удобства сравнения такими же, как и в предыдущих примерах: *a*=3,5 см; h_0=36,5 см.

Предположим, что мы имеем дело с 1-м пластическим случаем разрушения.

Определим но формуле (1.10)

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_S A_S}{R_b b h_0} = \frac{36.5 * 19.63}{1.035 * 20 * 36.5} = 0.948$$

что существенно выше граничного значения относительной высоты сжатой зоны. ξ_R=0,628. Следовательно, балка действительно переармирована, разрушение происходит по сжатой зоне и напряжения в растянутой арматуре

$\sigma_S < R_S$.

Формула (1.10) запишется в виде:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\sigma_S A_S}{R_b b h_0} = \frac{\sigma * 19.63}{1.035 * 20 * 36.5} = 0.026\sigma_S$$

Напряжения к растянутой арматуре определим по формуле (1.18)

$$\sigma_S = \frac{\sigma_{sc\,\mu}}{1-\frac{\omega}{1.1}}\left(\frac{\omega}{\xi}-1\right) = \frac{500}{1-\frac{0.767}{1.1}}\left(\frac{0.767}{\xi}-1\right)$$

Где*: ω = 0,85* - 0,008 · 0,9 ·11.5 = 0,767;$\sigma_{sc\,\mu}$ = 500, так как γ_{h2} = *0,9.*

Из совместного решения этих двух уравнений получим: (ξ_R=0,628 и σ_S= 256,2 мПа = 0,7R_S.

Еще раз убеждаемся, что разрушение происходит по сжатой зоне, напряжения в арматуре не достигают расчетного сопротивления R_S, и прочность арматуры используется только на 70%.

Несущую способность элемента определим по формуле (1.14) при α_m=0.443 **,** соответствующей ξ=0,664

$M_R = \alpha_{mR} R_b b h_0^2$= 0.443·1,035·20·36,5^2=12217*кН·см*=122**,**2*кН ·м* . Сравнивая полученный результат с примером 4, можно сделать вывод, что увеличение площади сечения растянутой арматуры сверх граничного в 1,51 раза, повысило прочность элемента всего на 2,8%.

Это еще одно свидетельство нецелесообразности проектирования переармированных изгибаемых элементов.

Результаты расчетов по данным пяти примеров приведены на рис. 1.3. Как видно из рисунка, при пластическом разрушении ($\xi \le \xi_R$) с увеличением площади арматуры несущая способность изгибаемого элемента возрастает практически прямо пропорционально. Увеличение площади сверх граничного значения при хрупком разрушении ($\xi > \xi_R$) практически не повышает прочности балки.

При необходимости дальнейшего увеличения несущей способности граничного момента M_{1R} (см. пример 4) необходимо предотвратить преждевременное разрушение сжатой зоны, усилив ее арматурой или бетонными полками, т.е. перейти на элемент с двойным армированием или тавровое сечение с полками в сжатой зоне.

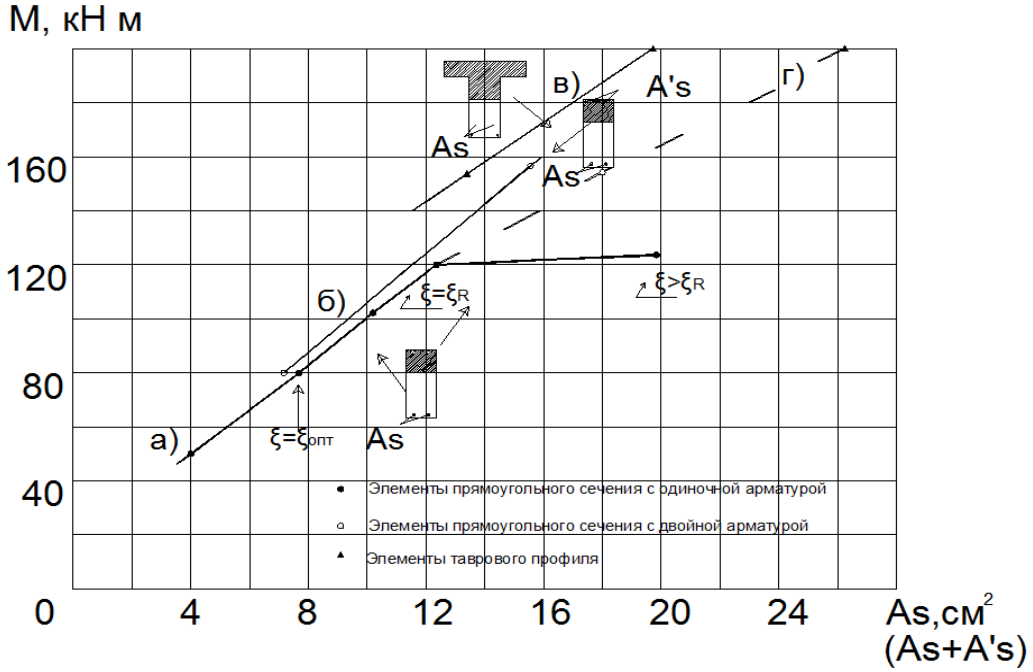


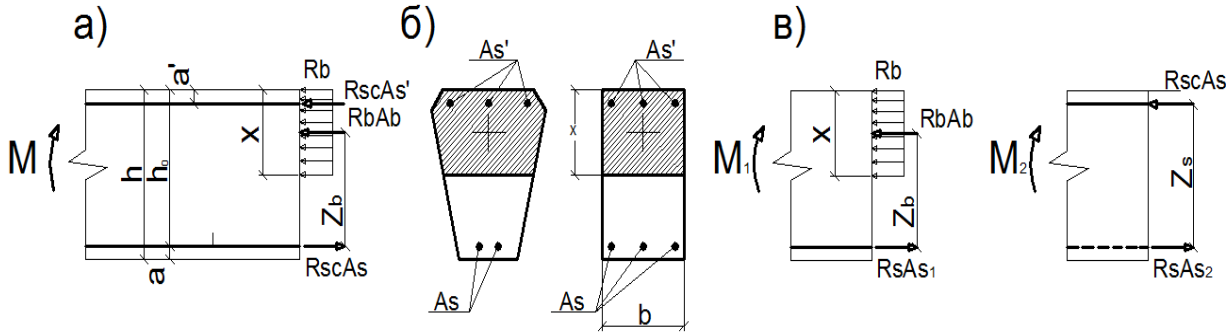
Рис 1.3. Зависимости. несущей способности изгибаемых элементов от площади продольной арматуры:

а), б) и в) - A_s для прямоугольного сечения с одиночной, двойной арматурой и таврового сечения соответственно; г) - A_s+A_s' - для прямоугольного сечения с двойной арматурой и широкого сечения (для элементов таврового сечения

$$A_S' = A_{S,red} = A_{CB}\frac{R_B}{R_{SC}})$$

1.1.2. Элементы с двойной арматурой

Для усиления сжатой зоны и повышения несущей способности изгибаемого элемент при ограниченных размерах сечения, а также в тех случаях, когда на элемент действует знакопеременный момент, применяют двойную рабочую



арматуру, расположенную у двух противоположных граней (рис. 1.4)

Рис. 1.4. К расчету элементов с двойной арматурой

Составим уравнения моментов и сил, действующих на элемент в продольном состоянии:

$M=R_bA_bZ_b + R_{sc}A'_s(h_0-a')$; (1.19)

$R_SA_S-R_{SC}A'_S-R_bA_b=0$. (1.20)

Формулу (1.19) можно записать в виде

$M=M_1+M_2$, (1.21)

Где $M_1=R_hA_bZ_b$ - это момент воспринимаемый элементом с одиночной арматурой A_{S1} и сжатой зоной бетона A_b (рис. 1.4,в); $M_2= R_{sc}A'_s(h_0-a')$- момент, воспринимаемый парой сил $R_{sc}A'_s$ и R_sA_{s2} (рис1.4,г)

Из формулы (1.20) можно получить

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_b\frac{R_b}{R_s} + A_s'\frac{R_{sc}}{R_s} \qquad (1.22)$$

Первое слагаемое в правой части этой зависимости $A_{s1} = A_b\frac{R_b}{R_s}$ уравновешивает усилие в сжатой зоне бетона A_b и соответствует элементу с одиночным армированием (рис. 1.4,в), второе -$A_{s2} = A_s'\frac{R_{sc}}{R_s}$ уравновешивает усилие в сжатой арматуре (рис. 1.4,г),.

Для элементов прямоугольного сечения расчетные формулы (1.19)

(1.20) и (1.22) имеют вид:

$$M = R_b bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + + \mathrm{RscA's(h0 - a')} \qquad (1.23)$$

$$R_S A_S - R_{SC} A'_S = R_b bx \qquad (1.24)$$

$$A_s = bx\frac{R_b}{R_s} + A_s^{'}\frac{R_{sc}}{R_s} \qquad (1.25)$$

Или используя ξ и α_m по формуле (1.16):

$$M = \alpha_m R_b b h_0^2 + \mathrm{RscA's(h0 - a')} \qquad (1.26)$$

$$R_S, A_S - R_S A_s^{'} = \xi R_b b h_0 \qquad (1.27)$$

$$A_s = \xi\, bh_0\frac{R_b}{R_s} + A_s^{'}\frac{R_{sc}}{R_s} \qquad (1.28)$$

При подборе сечений с двойной арматурой по заданным моменту, классу бетона и классу арматуры возможны задачи двух типов: 1) - сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона и повышения несущей способности элемента при ограниченных его размерах; 2) - сжатая арматура предусмотрена по конструктивным соображениям или при действии знакопеременного изгибающего момента.

В задачах первого типа заданы размеры сечения b и h, надо определить площадь сечения арматур A_s и A'_S. Вначале путем сравнения расчетного момента M с предельным, вычисленным по формуле (1.17), определяют необходимость усиления сжатой зоны. Если $M > M_{1R}$, требуется усиления сжатой зоны арматурой. Количество сжатой арматуры устанавливают из необходимости восприятия разности моментов

$M_2 = M - M_{1R}$

$$A_S^{'} = \frac{M - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} \qquad (1.29)$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяют но формуле (1.28) при $\xi = \xi_R$

В задачах второго типа заданы размеры сечения и площадь сжатой арматуры $A_S^{'}$. В этом случае сначала определяют момент, воспринимаемый сжатой арматурой $A_S^{'}$

$$M_2 = R_{SC} A'_S (h_0 - a') \qquad (1.30)$$

На остальную часть момента $M_2 = M - M_1$ рассчитывают элемент с одиночным армированием. Определяют α_m по формуле (1.14), принимая M=M,

Если $\alpha_m > \alpha_{mR}$, то заданное количество арматуры недостаточно, следует увеличить либо размеры сечения, либо количество арматуры A_S', которое определяют как и задаче первого типа. Если же $\alpha_m < \alpha_{mR}$,, то из табл. IV. 1 приложения VI находят а затем по формуле (1.28) определяют сечение растянутой арматуры, подставляя в нее соответствующее значение ξ.

При проверке прочности сечения (данные известны все) вначале вычисляют высоту сжатой зоны из уравнения (1.24) или (1.27), затем из уравнений (1.23) или (1.26) определяют несущую способность и сравнивают с внешним моментом.

Если высота сжатой зоны $x \leq 0$, прочность проверяется из условия

$M \leq R_S A_S(h_0 - a')$ *(1.31)*

Если высота сжатой зоны, определенная с учетом половины сжатой арматуры, $x = \frac{R_S A_S - 0.5 R_{SC} A_S'}{R_b b}$, расчетную несущую способность сечения определяют по формулам (1.23) и (1.24) без учета сжатой арматуры A_S'

<u>Пример 6</u> ***Даны размеры элемента и характеристики материалов согласно примеру I, расчетный внешний момент M_{1R}=150 кН·м. Найти требуемую площадь растянутой арматуры, установив при необходимости арматуру класса А-III и в сжатую зону балки.***

<u>Решение</u>: Изгибающий момент М=150 кН·м больше, чем предельный момент M_{1R} = 118,9кН· *м* , воспринимаемый элементом с заданными характеристиками при одиночном армировании и пластическом разрушении (см. пример 4).

Действительно,

$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{15000}{1.035*20*36.5^2} = 0.544$ значительно больше, чем граничное значение a_{mR} =0.431. Следовательно, элемент с одиночным армированием при заданном моменте разрушается по сжатой зоне.

Для ограничения высоты сжатой зоны, предотвращения её преждевременного хрупкого разрушения и повышения несущей способности сверх граничного M_{1R} установим арматуру в сжатой зоне.

По формуле (1.29), задавшись величиной a'=2,5 см.

$$A_S' = \frac{M - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{SC}(h_0 - a')} = \frac{15000 - 11890}{36.5(36.5 - 2.5)} = 2.51 см^2$$

Площадь растянутой арматуры по формуле (1.28)

$$A_S = A_{S1} + A_{S2} = \xi_R b h_0 \frac{R_b}{R_S} + A_S' \frac{R_{SC}}{R_S} = 0.628 * 20 * 36.5 * \frac{1.035}{36.5} + 2.51 \frac{36.}{36.5}$$
$$= 13.0 + 2.51 = 15.51 см^2$$

Принимаем 2Ø14 Л-III (A'_S= *3,08см*^{2}) в сжатой зоне и 4Ø22 А-III (A_s=*15,2см*^{2}) и растянутой зоне.

Как видно из рис. 1.3, установка арматуры в сжатой зоне позволила предотвратить хрупкое разрушение и обеспечить при заданных размерах и классах материалов повышение несущей способности элемента.

<u>Пример 7</u>. К *данным примера 2 дополнительно задана (по конструктивным соображениям) площадь сечении сжатой арматуры A'_S = 1,57см^2 (2Ø10А-III)*

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры А

<u>Решение</u> Момент, воспринимаемый сжатой арматурой по формуле (1.30)

$M_2=R_{SC}A'_S(h_0-a')$ =36,5 ·1,57(36,5-2,5) = 1948,4 кН·см

Остальная часть расчетного момента воспринимается элементом прямоугольного сечения с одиночной арматурой:

$$M_1=M-M_2= 8000-1948,4 = 6051,6 \text{ кН см.}$$

По формуле (114)

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{6051.6}{1.035*20*86.5^2} = 0.219$$

По таблице IV I приложения IV значению α_m=0,219 соответствует ξ = 0,25<ξ_R =0,628

x=0,25 ·36,5 =9.12см>*2a'=5,0см*

Условие удовлетворяется, поэтому сжатая арматура в расчете может быть учтена.

Площадь сечения растянутой арматуры по формуле (1.28)

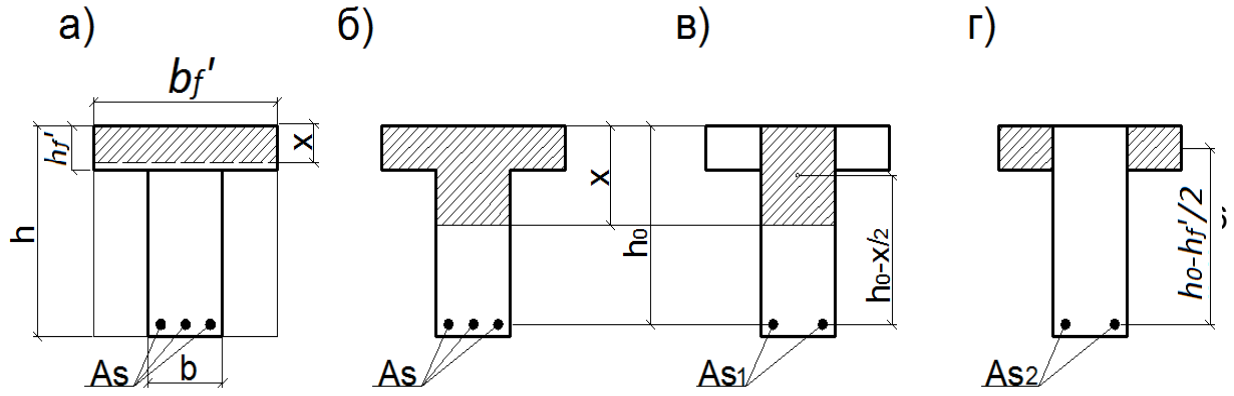
$$A_s = 0.25 * 20 * 36.5\frac{1.035}{36.5} + 1.57 = 6.74\text{см}^2$$

Принимаем 2Ø16+2Ø14 А III (A_S = 7,1см^3). Сравнение с примером 2 показывает, что учит сжатой арматуры приводит к экономии растянутой арматуры на 0,5см^2 (7,24-6,74см^2). Однако, суммарный расход стали в элементах с двойным армированием ($A_S + A'_S$) выше, чем при одиночном армировании. Это говорит о том, что арматура в сжатой зоне менее эффективна, чем в растянутой.

1.1.3. Элементы таврового, двутаврового и коробчатого сечений.

При расчете на прочность элементы двутаврового или коробчатого сечений приводят к эквивалентному тавровому сечению. При этом растянутую полку не учитывают, так как в бетоне, расположенном ниже нейтральной оси, есть трещины и он выключен из работы. Всю растянутую арматуру условно сосредотачивают в ребре, оставляя неизменной рабочую высоту сечения h_0. Ширина ребра таврового элемента принимается равной ширине ребра двутаврового сечения или сумме толщины вертикальных стенок коробчатого элемента.

Элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне весьма часто



встречаются в практике строительства в виде отдельных балок или в составе монолитных или сборных перекрытий. В них рационально распределен бетон по сечению: бетон полки эффективно работает на сжатие, а площадь неработающего растянутого бетона сведена к минимуму (рис. 1.5)

Рис 1.5. К расчету элементов таврового профиля

При большой ширине полок участки свесов, удаленные от ребра, напряжены меньше, и поэтому в расчет вводят не всю ширину полок.

Значение b'_f вводимое в расчет, принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более половины расстояния в свету между ребрами и не более 1/6 пролета элемента. В элементах с полкой толщиной $h'_f < 0{,}1h$ без поперечных ребер или с ребрами при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами, вводимая в расчет ширина каждого свеса полки не должна превышать 6 h'_f

Для отдельных балок таврового профиля (при консольных свесах полок) вводимая и расчет ширина свеса должна составлять: при $h'_f \geq 0{,}1h$ не более $6\ h'_f$ при $0.05h < h'_f < 0{,}1h$ не более $3h'_f$; при $h'_f < 0.05\ h$ свесы полки в расчете не учитываются, и сечение рассчитывается как прямоугольное.

При расчете тавровых сечений различают два случая положения нижней границы сжатой зоны: 1) в пределах полки ($x < h'_f$) (рис 1.5,а) и 2) ниже нее, в ребре ($x > h'_f$) (рис 1.5, б). Нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки в сечениях с развитыми свесами. Расчетный случай определяется но следующим признакам: если известны все данные о сечении, включая A_S то при

$A_S R_S \leq R_b b_f h_f$ (1.32)

граница сжатой зоны проходит в полке, а если нет - в ребре;

если известны все данные о сечении, кроме A_S и задан расчетный изгибающий момент, то при

$M \leq R_b b'_f h'_f \left(h_0 - 0.5h'_f\right)$ (1.33)

граница сжатой зоны проходит в полке, а если нет - в ребре.

В первом случае, т.е. когда $x < h_f$, тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами b'_f и h_0 поскольку бетон в растянутой зоне на несущую способности. Не влияет (рис 1.5, а).

Во втором случае, когда $x > h_f$,сжатая зона сечения состоит из сжатой зоны ребра и свесов полки (рис.1.5,*в* и *г*).

Из уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, получим условие прочности;

$M \leq R_b b\, x(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - 0{,}5b)h_f\,(h_0 - 0.5h_f)$ (1.34)

Высота сжатой зоны бетона x определяется из уравнения

$R_S A_S = R_b bx + R_b(b_f - b)h_f$ (1.35)

При этом должно соблюдаться условие $x < \xi_R h_0$.

Правая часть неравенства (1.34) состоит из двух слагаемых:

1) момента, воспринимаемого элементом прямоугольного сечения с площадью сжатой зоны bx и соответствующей частью растянутой арматуры A_s (рис 1.5, в)

$M, = R_b bx(h_0 - 0.5x) = \alpha_m R_b b h_0^2$ *(1.36)*

и 2) момента, воспринимаемого свесами сжатой полки с площадью$(b_f\text{-}b)h_f$ и соответствующей частью растянутой арматуры A_{S2} (рис. 1.5,г).

$M_2 = R_b(b'_f - b)h_f(h_0 - 0{,}5h'_f)$ (1.37)

Таким образом, момент воспринимаемый тавровым сечением составляет

$M_{сеч} = M_1 + M_2$

Общее сечение растянутой арматуры определяется как сумма A_{S1} и A_{S2} соответствующих моментам M_1 и M_2, или из формулы (1.35) с подстановкой в нее $x = \xi h_0$:

$$A_S = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_S} + (b'_f - b)h'_f \frac{R_b}{R_S} \qquad (1.38)$$

где: $A_{S1} = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_S}$ (1.39)

$$A_{s2} = (b'_f - b)h'_f \frac{R_b}{R_s} \qquad (1.40)$$

При практических расчетах возможны задачи двух видов:

- известны расчетный изгибающий момент и размеры сечения, принимаемые по конструктивным соображениям. Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры;
- известны размеры сечения и площадь продольной арматуры. Требуется определить несущую способность элемента.

При решении задачи первого вида расчет начинают с определения положения нейтральной оси по условию (1.33). Если граница сжатой зоны проходит в полке, то расчет таврового сечения производится как прямоугольною с шириной b'_f . Если же граница сжатой зоны проходит в ребре, расчет производится по формулам (1.34)÷(1.38). Сначала по формулам (1.37) и (1.40) определяют момент M_2, воспринимаемый свесами сжатой полки и соответствующую часть площади растянутой арматуры A_{S2}. Затем определяют момент, воспринимаемый элементом прямоугольного сечения. $M_1 = M\text{-}M_2$. По моменту M определяют по формуле (1.36) α_m, далее по табл. IV. 1 приложения IV ξ и ζ. Зная ξ и ζ определяют A_{s1} по формуле (1.15) или по формуле (1.39).

Полное сечение растянутой арматуры определяют по формуле (1.38) $A_S = A_{S1} + A_{S2}$

При проверке несущей способности элемента сначала по формуле (1.32) устанавливается положение нейтральной оси. Если нейтральная ось проходит в ребре, то но формулам (1.37) и (1.40) находят M_2 и A_{s2}. Далее находят $A_{S1} = A_S - A_{S2}$, и относительную высоту сжатой зоны ξ из формулы (1.39). По значению ξ в

табл. IV. 1 приложения IV находят соответствующее значение α_m и вычисляют M_1 по формуле (1.36). Момент воспринимаемый тавровым $M_{сеч}=M_1+M_2$

При $M \leq M_{сеч}$ несущим способность сечения обеспечена.

Пример 8. ***Дано: расчетный момент 150 кН·м, размеры ребра таврового сечении b=20 см, h=40 см, размеры сжатой полки b'$_f$ =50 см, h'$_f$ =6 см, бетон тяжелый класса В20 при γ_{b2} =0,9, арматура класса А-III. Найти требуемую площадь арматуры As.***

<u>Решение</u>: Рабочая высота сечения балки h_0 = h - a = 40 - 3,5 = 36,5 см Определим по условию (1.33) положение нейтральной оси

M = 15000 кНсм> $R_b\, b'_f\, h'_f\, (h_0 - 0{,}5h'_f)$= =1,035·50·6(36,5 - 0,5 · 6)= 10402 кНсм.

Следовательно, нейтральная ось в ребре.

Определим по формуле (1.37) момент M_2, воспринимаемый свесами сжатой полки

$M_2 = R_b(b'_f-b)h'_f(h_0-0{,}5h'_f)$= 1,035 (50-20)·6· (36,5-0,5·6)= =6241 кНсм

Соответствующая этому моменту площадь продольной растянутой арматуры

$$A_{s2} = \frac{M_2}{R_S(h_0 - h'_f)} = \frac{6241}{36.5(36.5 - 0.5 * 6)} = 5.1 см^2$$

Момент, воспринимаемый элементом прямоугольного сечения

M_1=M -M_2 =15000-6241 = 8759 кНсм

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{8759}{1.035 * 20 * 36.5^2} = 0.318$$

По табл. IV.2 приложения ζ = 0,802 и ξ =0,395<ξ_R0,628

По формуле (1.15)

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_S h_0 \zeta} = \frac{8759}{36.5 * 36.5 * 0.802} = 8{,}20\ см^2$$

Полное сечение растянутой арматуры

$A_S = A_{sl} + A_{S2}$ = 8,2+5,1 = 13,3 см^2

Сравнение с примером 6 показывает, что при одинаковом изгибающем моменте и высоте сечения, потребное количество растянутой арматуры в тавровом элементе заметно ниже.

<u>Пример 9</u>. ***По данным примера 5 определить несущую способность тавровой балки при b'$_f$*** = 50 ***см и h'$_f$*** = 8 ***см.***

<u>Решение:</u> Определим по формуле (1.32) положение нейтральной оси

$A_S R_S$ = 36,5·19,63 = 716,5>$R_b\, b'_f\, h'_f$ = 1,035·50·8 = 414кН Следовательно, нейтральная ось в ребре.

Находим по формуле (1.37) момент воспринимаемый свесами сжатой полки

$M_2 = R_b\,(b'_f - b)h'_f\,(h_0 - 0{,}5h'_f)$ = 1,035 · (50 - 20)·8(36,5 - 0,5·8)= =8073 кНсм

Часть продольной арматуры A_S уравновешивающий усилие в свесах полки по формуле (1.40).

$$A_{S2} = \left(b_f^{'} - b\right)h_f^{'}\frac{R_b}{R_S} = (50 - 20) * 8 * \frac{1.035}{36.5} = 6.8см^2$$

Часть продольной арматуры A_S, уравновешивающий усилие в сжатой зоне прямоугольного сечения

$$A_{S1} = A_s - A_{S2} = 19.63 - 6.8 = 12.83см^2$$

Из формулы (1.39)

$$\xi = \frac{R_S A_{S1}}{R_b b h_0} = \frac{36.5*12.83}{1.035*20*36.5} = 0.62 < \xi_R = 0.628$$

Следовательно, усиление сжатой зоны полками позволило уменьшить высоту сжатой зоны и предотвратить хрупкое разрушение.

По табл. IV.I приложения IV $\underline{\alpha_m}$=0,428**.** Момент, воспринимаемый элементом прямоугольного сечения по формуле (1.36)

$M_1=\alpha_m\ R_b\ b\ h_0^2$ = 0,428·1,035·20·36.5^2 =11803 кНсм Несущая способность тавровой балки

$M=M_1+M_2$= 11803+ 8073 = 19876кНсм = 198,8кНм Сравнение с примером 5 показывает, что переход на тавровое сечение позволил при той же площади сечения растянутой арматуры и высоте сечения существенно повысить, несущую способность изгибаемого элемента (см. рис. 1.3, в).

1.2. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

На приопорных участках изгибаемых элементов, где действуют изгибающие моменты и значительные поперечные силы, образуются наклонные трещины, разделяющие элемент на две части, соединенные между собой бетоном сжатой зоны и арматурой (поперечной, продольной, а возможно, и отогнутой).

При дальнейшем увеличении нагрузки возможны две формы разрушения:

— разрушение по наклонной трещине, когда напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести и разрушается бетон над наклонной трещиной от сжатия и среза, при этом напряжения в продольной арматуре не достигают предела текучести (разрушение от действия поперечной силы);

— разрушение по наклонной трещине, когда напряжения в поперечной и продольной арматуре достигают предельных значений и бетон над наклонной трещиной разрушается от преимущественного действия сжимающих напряжений (разрушение от действия: изгибающего момента).

Первая форма разрушения наблюдается в элементах с достаточно сильной и хорошо заанкеренной продольной арматурой, а вторая - при обрыве части арматуры или при ее выдергивании по причине слабой анкеровки.

В соответствии с тремя формами разрушения изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил производят расчеты по трем условиям:

1) условию прочности по наклонному сечению на действие поперечной силы;
2) условию прочности по наклонному сечению на действие изгибающего момента;

3) прочности бетона в полосе стенки между наклонными трещинами (для тавровых, двутавровых и коробчатых элементов).

1.2.1. Прочность элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы.

Рассмотрим равновесие приопорной части изгибаемого элемента, отделенной от остальной части критической расчетной наклонной трещиной (рис 1.6)

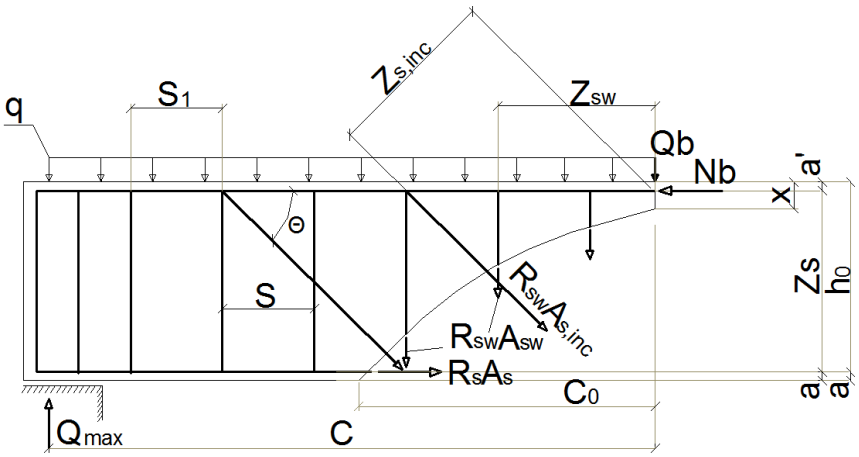


Рис.1.6 Расчетная схема усилий в наклонном сечении

В расчетной схеме усилий приняты обозначения: C_0 - проекция расчетного наклонного сечения (имеющего наименьшую несущую способность) на продольную ось элемента; с - расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры. На стадии разрушения напряжения в поперечной, отогнутой и продольной (при разрушении по М) арматурах достигают предельных значений. Составим уравнение проекций всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента, на нормаль к

продольной оси элемента.

$Q \leq Q_b + Q_{SW} + Q_{s,inc}$

где: Q- поперечная сила в вершине наклонного сечения от действия опорной реакции и нагрузки, расположенной на участке от опоры до вершины наклонного сечения;

Q_b- поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны;

Qsw - поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями (хомутами), пересекаемыми наклонным сечением;

Qs.inc ¯ сумма проекций на нормаль к оси элемента осевых усилий н отгибах, пересекаемых наклонным сечением Поперечная сила в вершине наклонного сечения:

$Q = Q_{max} - qc$ (1.42)

Поперечная сила , воспринимаемая бетоном сжатой зоны определяется по эмпирической формуле

$Q_b = \frac{M_b}{c}$ (1.43)

где $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2$ (1.44)

Величину Q_b принимают не менее

$Q_{b\,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ (1.45)

Значения коэффициентов φ_{bi} для тяжелого бетона равны: φ_{b2}= 2,0; φ_{b3} =0,6; φ_{b4}=1,5, а для остальных видов бетона см. стр.39 и 40 СНиП /2/

Коэффициент φ_f, учитывающий влияние сжатых полок тавровых сечений

$\varphi_f = 0.75\frac{(b_f^{'}-b)h_f^{'}}{bh_0} \leq 0.5$ (1.46)

При этом b'_f принимается не более $b+3h'_f$, а поперечная арматура (μ≥0,15%) должна быть надежно заанкерена в полке.

Коэффициент φ_n, учитывающий влияние продольных сил, определяется по формулам:

-при действии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или предварительного напряжения продольной арматуры (усилие обжатия P)

$\varphi_n = \frac{0.1N}{R_{bi}bh_0} \leq 0{,}5.$ (1.47)

Положительное влияние продольных сжимающих сил не учитывается, если они создают изгибающие моменты, одинаковые по знаку с моментами от действия поперечной нагрузки;

-при действии продольных растягивающих сил

$\varphi_n = -0.2\frac{N}{R_b bh_0} \leq 0.8$ v(по абсолютной величине). (1.48)

Значение $1+\varphi_f + \varphi_n$ во всех случаях принимается не более 1,5.

Значение Q_{sw} определяется как сумма осевых усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением

$Q_{sw}=\Sigma R_{sw}\cdot A_{sw}$ или $Q_{sw}=q_{sw}c_0$ (1.49)

$\boldsymbol{q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S}}$ (1.50)

где: q_{sw} - погонное усилие в поперечных стержнях, отнесенное к единице длины элемента;

S - шаг поперечных стержней;

A_{sw} площадь сечения хомутов в одной плоскости.

Значение $Q_{s,inc}$, вычисляется

$\boldsymbol{Q_{s,inc} = \sum R_{sw}A_{s,inc} * \sin\theta}$ (1.51),

где Θ - угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между хомутами, между опорой и отгибом и между отгибами, когда наклонная трещина может пройти минуя поперечные стержни или отгибы.

Значение Q_b по формуле (1.43) и Q_{sw} по формуле (1.49) зависят от расстояния c и от длины проекции наклонного сечения c_0.

При увеличении c и c_0 значение Q_b уменьшается, а значение Q_{sw}, наоборот, увеличивается. Необходимо подобрать такое наклонное сечение, в котором несущая способность окажется наименьшей.

Условие прочности (1.41) для элементов армированных поперечными стержнями без отгибов с учетом (1.43) и (1.49) имеет вид:

$Q \leq \frac{M_b}{c} + q_{sw} * c.$ (1.52)

а длина проекции для расчетного наклонного сечения определяется исходя из минимума функции (1.52), где вместо *c* принимается c_0

$$dQ/dc_0 = -\mathrm{M}/\mathrm{c}_0^2 + \mathrm{q}_{\mathrm{sw}} = 0$$

Отсюда $c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}$ (1.53)

Полученное значение c_0 принимается не более $2h_0$ и не более значения *c,* а также не менее h_0, если $c>h_0$

При $c \leq h_0$ наклонная трещина проходит между опорой и сосредоточенной силой и $c_o=c$.

Для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно выполнятся условие

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b,min}}{2h_0} \quad (1.54)$$

Максимальное расстояние между поперечными стержнями S_{max} определяется исходя из возможности прохождения наклонной трещины между двумя соседними хомутами и работы элемента без участия поперечной арматуры по формуле (1.59), принимая $c=s_{max}$

$s_{max}=\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2$ (1.55)

Расстояние *c* от вершины наклонного сечения до опоры при действии на элемент сосредоточенных сил принимается равным расстоянию от опоры до ближайших одного, двух сосредоточенных сил.

Из намеченных наклонных сечений определяется расчетное, соответствующее минимуму несущей способности по формуле (1.41).

При расчете элементов на действие равномерно распределенной нагрузки расстояние *c* из расчетной схемы определить невозможно и он принимается

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \quad (1.56)$$

Если же $q_1>0.56q_{sw}$, то принимается

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1+q_{sw}}} \quad (1.57)$$

при этом значение *c* не должно превышать

$$c \leq \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 \quad (1.58)$$

для тяжелого бетона $c \leq \frac{2.0}{0.6} h_0 = 3.33h_0$

Значение q_1, определяется следующим образом: если действует равномерно распределенная нагрузка $q_1=q$;

если же в нагрузку *q* включена временная нагрузка, которая, как правило, приводится к эквивалентной (по огибающей эпюре моментов) равномерно распределенной нагрузке, то q = q + *v*/2 где q - постоянная нагрузка; *v* - временная нагрузка.

В элементах без поперечной арматуры расчет прочности наклонных сечений производится по эмпирической зависимости, аналогичной (1.43) и (1.44) но без коэффициента φ_f и с коэффициентом φ_{b4} вместо φ_{b2}

$$Q \leq \frac{M_b'}{c} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \qquad (1.59)$$

где правая часть принимается не более $2{,}5R_{bt}bh_0$(1.60)

и не менее $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$ (1.61)

Значение c в формуле (1.59) при действии сосредоточенных нагрузок принимается также. как и для элементов с поперечной арматурой, исходя из расчетной схемы, а при действии равномерно - распределенной нагрузки определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \qquad (1.62)$$

при этом значение c не должно превышать

$$c \leq \frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}}h_0 = 2{,}5h_0 \qquad (1.63)$$

1.2.2. Прочность элементов по наклонному сечению на действие изгибающего момента

Составим уравнение моментов всех сил, приложенных к рассматриваемой части элемента, относительно точки приложения равнодействующей сжимающих усилий в сечении над трещиной (точка D на рис. 1.6)

$$M \leq M_{s+}M_{sw}+M_{s,inc}, \qquad (1.63)$$

где: M- изгибающий момент от нагрузки и опорной реакции балки относительно точки *D;*

M_s - момент от усилия в продольной арматуре, относительно той же точки;

M_{sw} — сумма моментов от усилий в поперечных арматурных стержнях относительно той же точки;

$M_{s,inc}$ - то же от усилий в отгибах.

$$M_s = R_sA_sZ_s, \qquad (1.64)$$

$$M_{sw}=\Sigma R_s \cdot A_{sw} \cdot Z_{sw} \qquad (1.65)$$

$$M_{s,inc}=\Sigma R_sA_{s,inc}\text{-}Z_{s,inc} \qquad (1.66)$$

Расчетное сопротивление в хомутах и отгибах в формулах (1.65) и (1.66) принимают без снижения на 20%, как это сделано в расчете на поперечные силы, так как в данном расчете для хомутов и отгибов, расположенных вблизи конца наклонной трещины, это уточнение не столь значимо, как в расчете на поперечные силы.

Прочность элементов на действие изгибающего момента но наклонным сечениям проверяют: в местах обрыва (или отгиба) продольной арматуры в пролете; в приопорной зоне балки, где при отсутствии анкером сопротивление продольных арматурных стержней в месте пересечения их наклонной трещиной

снижается при недостаточной анкеровке; в местах резкого изменении сечения элементов (опорные подрезки, узлы).

При достаточно надежной анкеровке продольной арматуры на опорах и в местах обрыва арматуры несущая способность наклонного сечения по изгибающему моменту не меньше несущей способности по нормальному сечению, проходящею через точку *D* и необходимость расчета наклонных сечений по изгибающему моменту отпадает.

1.2.3. Прочность бетона в полосе стенки между наклонными трещинами

Прочность стенки тавровых, двутавровых и коробчатых профилей от действия сжимающих напряжений обеспечена при соблюдении условия

$$Q \leq \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot b h_0 R_b \qquad (1.67)$$

Коэффициент φ_{w1} учитывает влияние поперечных стержней элемента

$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} \leq 1,3,$ (1.68)

E,

где: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ -число приведения;

$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs}$ -коэффициент поперечного армирования; (1.69)

s - шаг поперечных стержней.

Коэффициент φ_{b1} учитывает пластические свойства бетона

$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$ (1.70)

где: β - коэффициент, принимаемый равным для бетона:

0,01 для тяжелого и мелкозернистого;

0,02 для легкого бетона; R_b - сопротивление бетона сжатию в мПа.

<u>Пример 10.</u> ***Дана железобетонная балка без предварительного напряжения сечением bxh -20x50см с продольной арматурой A_s из 4Ø18 А-1I1 из тяжелого бетона класса В15 (γ_{b2} = 1,0), загруженная сосредоточенными силами P=30кН с шагом 60см по длине балки (рис. 1.7). Максимальная поперечная сила на опоре Q_{max}=135кН. Найти диаметр и шаг поперечной арматуры.***

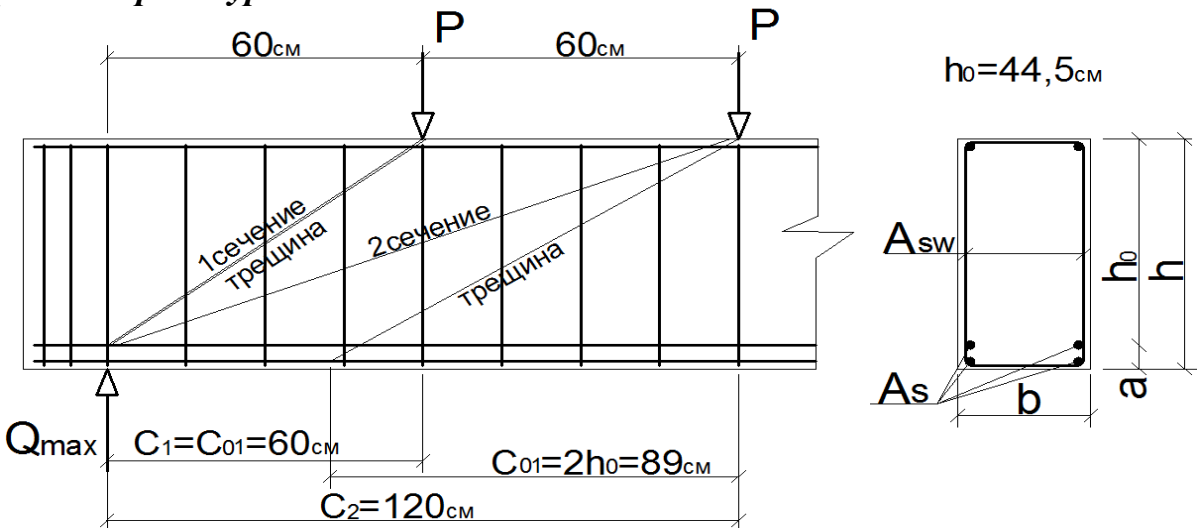


Рис. 1.7. К расчету балки по наклонным сечениям

Решение: Проверяем прочность по двум опасным наклонным сечениям, направленным от опоры к ближайшим двум сосредоточенным грузам:

c_1=*0,6м* и c_2=*1,2м*

Прочность первого наклонного сечения c_1=0,6м», $Q=Q_{max}$= *135 кН*

Проверим условие (1.59)

$$Q = 135\text{кН} > \frac{M_b'}{c} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1.5 * 0.075 * 20 * 44.5^2}{60} = \frac{4456}{60} = 74.2\text{кН}$$

Здесь: φ_{b4}=1,5 и R_{bt} =*0.75МПа*= 0,075кН/*см*^{2} - для тяжелого бетона класса В15.

Условие не удовлетворяется, следовательно, поперечная арматура устанавливается по расчету.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, по формулам (1.43) и (1.44).

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{2(1 + 0 + 0) 0.075 * 20 * 44.5^2}{60} = \frac{5940}{60} =$$
$$= 99.0\text{кН} > Q_{b\min} = 40.05\text{кН}$$

Где$Q_{b\min}$ по формуле (1.45)

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3}\left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right) R_{bt} b h_0 = 0.6(1 + 0 + 0) 0.075 * 20 * 44.5 = 40.05\text{кН}$$

Здесь: φ_{b2}= 2,0, φ_{b3}=0,6 - для тяжелого бетона; φ_f = φ_n=*0* поскольку балка прямоугольного сечения без предварительного напряжения.

Назначим из условия сварки диаметр поперечных стержней 5мм (табл. 11,5 приложения II) и в соответствии с п,5.27 СНиП 2.03.01.-84· /2/ шаг

$$S \leq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16.7 \approx 16\text{см}$$

По формуле (1.50) $q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{29*2*0.196}{16} = 0.71\text{кН/см}$

R_{sw}= *290МПа = 29кН/см*^{2} - по табл. II-1 приложения II для арматуры класса $В_р$-1

Условие (1.54) $q_{sw} \geq \frac{Q_{b,min}}{2h_0}$ удовлетворяется 0,71кН/см $> \frac{40,05}{2*44,5} ==$ 0,45кН/см

Проекция расчетного наклонного сечения на продольную ось элемента по формуле (1.53)

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{5940}{0.71}} = 91.5 > c = 60\text{см}$$

Принимаем c_0=*c=60см*

По формуле (1.49)поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями

Q_{sw}= $q_{sw}c_0$=0,71·60=42,6*кН*

Несущая способность наклонного сечения

$Q_b + Q_{sw}$=*99.0+42.6=141,6кН*

Условие прочности (1.41) Q=*135кН*≤Q_b+Q_{sw}=*141,6кН* удовлетворяется, следовательно, несущая способность по первому наклонному сечению обеспечена.

Аналогично проверяем прочность второго наклонного сечения

c_2 =*120см*

Q= Q_{max}-P= 135 - 30 = 105кН

Условие (1.59) не удовлетворяется т.к. $Q = 105 > \frac{M_b'}{c} = \frac{4456}{120} = 37.1$кН и поперечная арматура требуется по расчету. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны,

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{5940}{120} = 49.5\text{кН} > Q_{b,min} = 40.05\text{кН}$$

Проекция расчетного наклонного сечения

c_0 = 91,5см < с - *120см,* однако $c_0 > 2h_0 = 89$*см.* Принимаем $c_0 = 2h_0 = 89$*см*

Поперечная сила Q_{sw}= q_{sw} c_0= 0,71 · 89 = 63,2*кН* Условие прочности (1.41)

Q=105кН<Q_b+*Qsw* = 49,5 + 63,2 = 112,7кН удовлетворяется, следовательно, несущая способность по второму наклонному сечению также обеспечена.

Расчет по другим наклонным сечениям показывает, что прочность по ним обеспечивается с запасом.

<u>Пример 11.</u> ***Дано: железобетонный предварительно напряженный изгибаемый элемент таврового сечения bxh=12x30см,*** **b'$_f$= 50см,** ***h'$_f$ = 5см из легкого бетона D1800 класса B25 на плотном мелком заполнителе (γ_{b2} =0,9), загруженный равномерно распределенной нагрузкой q = 12кН/м, в том числе временной*** **v= 8,0*кН/м. Максимальная поперечная сила на опоре Q_{max}=35кН, усилие предварительного сжатия P = 110кН***

Требуется определить диаметр и шаг поперечной арматуры.

<u>Решение:</u>

h_0=h-a = 30-3 = 27см

R_b =14,5МПА =1.45кНсм^2, E_b = 18,5·10^3 МПа = 18,5·10^2 КН / см^2

R_{bt}= 1,05*МПа = 0,105кН/см*^{2}

Проверяем по условию(1.59) требуется ли поперечная арматура по расчету.

Для этого определим вначале значение *c* по формуле (1.62):

$$c = \sqrt{\frac{M_b'}{q_l}} = \sqrt{\frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_l}} = \sqrt{\frac{1.0(1+0.360)0.105*0.9*12*27^2}{0.08}} = 118.5\text{см}^2$$

$$c \le \frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}} * h_0 = \frac{1.0}{0.4} * h_0 = 2.5h_0 = 2.5*27 = 67.5\text{см}$$

Принимаем 67,5см

Здесь: $\varphi_n = \frac{0.1P}{R_{bt}bh_0} = \frac{0.1*110}{0.105*0.9*12*27} = 0.360 < 0.5$-коэффициент, учитывающий влияние продольного обжатия;

$q_1=q+v/2=4+8/2=8.0кН/м=0,08кН/см$;

коэффициент φ_{b4} для легкого бетона при марке средней плотности *D1800* принимаем равным 1,0.

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

$Q=Q_{max}- q_c = 35- 0,12 \cdot 67,5 = 26,9кН$

$Q = 26.9кН > \frac{M_b'}{c}\frac{1265.2}{67.5} = 18.74кН$

Условие (1.59) не удовлетворяется, следовательно, поперечная арматура требуется по расчету.

Назначим на приопорных участках длиной *1/4* поперечные стержни из $2Ø4B_p$-*1* с шагом s=*h/2 = 30/2 = 15см*

По формуле (1.50) $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{29.0*2*0.126}{15} = 0.48кН/см$

где: R_{sw}=290*МПа=29.0кН/см*^{2} - по табл.II-I приложения II для арматуры B_p-1.

Проверим условие (1.54) $q_{sw} \geq Q_{bm}/2h_0$

По формуле (1.45)

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0.4 * 1.5 * 0.105 * 0.9 * 12 * 27 = 18,4кН$$

Здесь коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок по формуле (1.46)

$$\varphi_f = 0.75\frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = 0.75\frac{(3h_f')h_f'}{bh_0} = 0.75\frac{3 * 5 * 5}{12 * 27} \approx 0.173$$

$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0.173 + 0.360 = 1.53 > 1.5$

принимаем $1+\varphi_f+\varphi_n=1.5$

Условие $q_{sw} = 0,48 > \frac{Q_{b,min}}{2h_0} = \frac{18.4}{2*27} = 0,34кН/см$ удовлетворяется.

Требование (1.55)

$$s = 15см < s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q_{max}} = \frac{1.0(1 + 0.360) * 0.105 * 0.9 * 12 * 27^2}{35} = 32.1см$$

удовлетворяется.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны по формулам (1.43) и (1.44)

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{118} = \frac{1.75 * 1.5 * 0.105 * 0.9 * 12 * 27^2}{118} = \frac{2170}{118} = 18.4кН$$

Здесь *c* для элементов с поперечной арматурой по формуле (1.56)

$c = \sqrt{\frac{M_b'}{q_l}} = \sqrt{\frac{2170}{0.08}} = 165 > \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}h_0 = \frac{1.75}{0.4} * 27 = 118$, принятое *c=118см*

Поперечная сила и вершине наклонного сечения

$Q = Q_{max} - q \cdot c = 35 - 0.12 - 118 = 20,84 кН$

Длина проекции расчетного наклонного сечения по формуле (1.53)

$$c = \sqrt{\frac{M_b'}{q_l}} = \sqrt{\frac{2170}{0.48}} = 67,3 > 2h_0 = 2 * 27 = 54 \text{ см}$$

Принимаем c_0 = 54см

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами по формуле (1.49)

$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 0.48 \cdot 54 = 25,9 кН$

Условие прочности Q=20,84kH<Q_b+Q_{sw} = 18.4 + 25,9 = 44,3кН обеспечено. Проверим прочность по наклонной сжатой полосе.

$\mu_{sw} = A_{sw}/b \cdot S$ = 0,252 /14·15 = 0,0012; $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{18500} = 9.2$

$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 9,2 \cdot 0,0012 = 1,06; \beta = 0,02;$

$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,02 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,74$

Условие прочности (1.65)

Q_{max}=35 кН[<0,3 $\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} R_b b h_0$= 0,3 · 1,06 0,74 1,45 · 0,9 · 14 27 = 116$кН$ удовлетворяется.

2. Расчет прочности сжатых элементов

2.1. Общие положения

В зависимости от эксцентриситета продольной силы различают центрально-сжатые и внецентренно-сжатые элементы.

В чистом виде: центральное сжатие не наблюдается из-за неточностей при изготовлении и монтаже, неоднородности бетона и других причин. Поэтому при расчете таких элементов необходимо всегда учитывать случайный эксцентриситет (e_a), который для статически определимых конструкций суммируется с расчетным эксцентриситетом.

$e_0 = M/N + e_a$ (2.1)

Для статически неопределимых конструкций (в том числе для колонн каркасных зданий) принимается

$e_0 = M/N$, но не менее e_a (2.2)

Случайный эксцентриситет принимается равным большему из следующих значений: 1/30 высоты сечения элемента; 1/600 длины элемента или расстояния

между его сечениями, закрепленными от смещения, или 1см (для конструкций из сборных элементов при отсутствии других экспериментально обоснованных значений e_a).

Характер разрушения сжатых элементов зависит от эксцентриситета продольной силы и степени армирования сжатой и растянутой зон элемента.

При большом эксцентриситете продольной силы или относительно слабой арматуре в растянутой зоне разрушение начинается со стороны растянутой грани элемента (рис.2.1,а). Часть сечения, более удаленная от продольной силы, растянута, в ней появляются нормальные трещины, которые по мере повышения напряжений в арматуре увеличиваются по ширине раскрытия и по длине. Разрушение элемента начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре. После этого достигают предельных значений напряжения в бетоне и арматуре сжатой зоны и происходит плавное и пластическое разрушение элемента (1 случай разрушения)

а - при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ б - при $\xi = x/h_0 > \xi_R$; 1 - геометрическая ось элементов; 2 – граница сжатой зоны; 3 - центр тяжести площади бетона сжатой зоны.

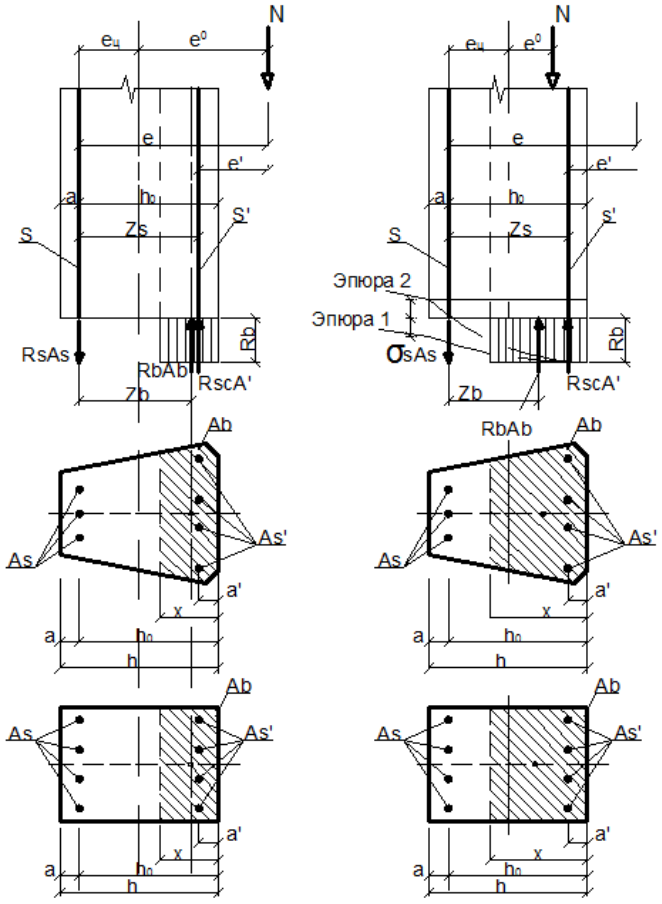
Оно имеет место при относительной высоте сжатой зоны $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R определяется по формуле (1.5).

При малом эксцентриситете продольной силы или относительно сильной арматуре в растянутой зоне сечение элемента окажется либо полностью сжаты (рис.2.1, б, эпюра 1), либо сжатым к большей части при незначительной растянутой зоне (рис.2.1,6, эпюра 2).

Соответственно арматура S' всегда сжата, а арматура ***S,*** расположенная у грани, более удаленной от продольной силы, может быть как сжатой, так и растянутой. Разрушение элемента в этом случае всегда начинается со сжатой зоны сечения вследствие достижения в бетоне и арматуре предельных значений напряжений.

При этом напряжения (сжимающие или растягивающие) в части сечения, удаленной от сжимающей силы, остаются низкими - прочность материалов здесь используется не полностью. Разрушение носит хрупкий характер (2-й случай разрушения) и имеет мелю при относительной высоте сжатой зоны $\xi > \xi_R$.

Таким образом, условия пластического или хрупкого разрушения полностью совпадают с соответствующими условиями для изгибаемых



элементов.

Рис 2.1 Расчетные схемы внецентренно-сжатых элементов

При нулевом расчетном эксцентриситете продольной силы все бетонное сечение и вся арматура сжаты. В предельной стадии, как показывают опыты, напряжения в бетоне и во всей арматуре достигают расчетных сопротивлений на сжатие. Разрушение также носит хрупкий характер и относится ко второму случаю ($\xi = \frac{h}{h_0} = 1.1$).

2.2. Расчет прочности сжатых элементов при нулевом расчетном эксцентриситете

При расчетном эксцентриситете, равном нулю, и наличии только случайного эксцентриситета $e_a \leq h/30$ некоторые элементы прямоугольного сечения (из тяжелого бетона классов В15÷В40 или из легкого бетона классов В12,5÷В30 и марок по средней плотности не ниже D1800 с симметричной арматурой классов А-I, А-II, А-III при расчетной длине $l_0 \leq 2Qh$) разрешается рассчитывать по упрощенной методике, как центрально-сжатые, по условию

$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A_{stot})$, (2.3)

где: N - расчетная продольная сила;

A=bh - площадь сечения элемента;

$A_{s,tot}$, - суммарная площадь сечения сжатой арматуры;

φ - коэффициент, учитывающий продольный изгиб и определяемый по эмпирической формуле с учетом длительности действия нагрузки, гибкости колонны (характеризуемой отношением I_0/h) и характера армирования

$\varphi = \varphi_b + 2('\varphi_{sb} - \varphi_b)a_s \leq \varphi_{sb}$ (2.4.)

здесь $\alpha_s = \frac{R_{sc}A_{s\,tot}}{R_b A}$ (2.5)

где величины φ_b и φ_{sb} принимаются по табл. IV.3 приложения IV в зависимости от гибкости l_0/h. с учетом величины N_l- продольной силы от постоянных и длительных временных нагрузок;

В зависимости от типа решаемой задачи расчет выполняется в следующей последовательности:

а) при проверке прочности запроектированного сечения по формуле (2.4) с помощью табл. IV.3. находят значение коэффициента φ, после чего по условию (2.3) проверяют прочность;

б) при подборе под заданную нагрузку площади сечения арматуры $A_{s\,tot}$, (если площадь сечения колонны и характеристики материалов заданы) расчет ведется по формуле, вытекающей из (2.3)

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A\frac{R_b}{R_{sc}} \qquad (2.6)$$

где φ определяют путем последовательных приближений;

в) при подборе площади сечения бетона и арматуры под заданную нагрузку вначале задаются $\varphi=1$, $A_{s,tot},=\mu A=0.01A$, затем по вытекающей из (2.3) формуле

$$A = \frac{N}{\varphi(R_b+\mu R_{sc})} \qquad (2.7)$$

находят площадь и унифицированные размеры поперечного сечения элемента. Затем вычисляют отношение l_0/h и далее расчет ведут согласно п."б".

Если коэффициент армирования не удовлетворяет условию $\mu_{min}<\mu<\mu_{max}$ (где μ_{max} =0,03, т.е. 3%, а μ_{min} =0,1÷0,5% в зависимости от гибкости (табл. 38 СНиП /2/)), то поперечное сечение изменяют и проводят повторный расчет.

Оптимальное значение коэффициента армирования находится в пределах 0,01÷0,02, т.е. 1÷2%.

<u>Пример 12</u>. ***Дана железобетонная стойка сечением 30х30 см и расчетной длиной l_0=4,8 м с нулевым расчетным эксцентриситетом из тяжелого бетона класса В35 (R_b=19,5 мПа при γ_{b2}=0,9)***

Продольная рабочая арматура класса А-III (R_{sc}=365 мПа). Расчетное продольное усилие N=1500 кН, в том числе длительно действующая N_l=1200 кН. Требуется определить площадь сечения и диаметр продольной арматуры.

Решение. Расчет прочности сечения стойки выполняем в соответствии с п.2.2 на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом, поскольку класс тяжелого бетона ниже В40, а l_0=480см<20h=20х30=600 см.

Принимая предварительно коэффициент φ=0,8, вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (2.6)

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A\frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{1500}{0.8 * 36.5} - 30 * 30\frac{1.95 * 0.9}{36.5} = 8.1\text{см}^2$$

Принимаем 4Ø16 А-III (A_{s6tol}=8,04 см^2)

Выполним проверку прочности сечения стойки с учетом площади сечения фактически принятой арматуры.

При N_l/N=1200/1500=0,8; l_0/h=480/30=16 и α'=3,5 см<0,15h=4,5 см по табл. IV.3,интерполируя, находим φ_b=0,784 и φ_{sb}=0,848

Гак как $\alpha_s = \frac{R_{s\,c}A_{s,tot}}{R_b A} = \frac{36.5*8.04}{1.5*0.9*30*30} = 0{,}186$, то

R_bA 1,95 0,9-30-30

$\varphi=\varphi_b+2(\varphi_{sb}-\varphi_b)\alpha_s$=0,784+2(0,848-0,784)0,186=0,808<φ_{sb}=0,848

Тогда фактическая несущая способность расчетного сечения стойки будет равна

$N_u = \varphi(R_bA + R_{sc}A_{s,tot}) = 0{,}808(1{,}755\cdot 30\cdot 30 + 36{,}5\cdot 8{,}04) = 1513$ kH>N=1500кН, следовательно, прочность стойки обеспечена. Также удовлетворяется требование п.5.16 /2/ по минимальному армированию, поскольку

$\mu(\%) = \frac{A_{s,tot}}{A}100\% = \frac{8.04}{30*30}100\% = 0.89\% > 0.4$ (при $l_0/h=16$ или $l_0/i=56$).

2.3. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов

Схемы усилий в сечении элемента, действующих в предельном состоянии, по 1 и 2 случаям разрушения показаны на рис. 2.1. В элементах, работающих по случаю 1, расчетное сопротивление бетона в сжатой зоне принимают R_b в растянутой арматуре - R_s, в сжатой арматуре-R_{sc}.

При расчете несущей способности элементов, работающих по случаю 2, действительную эпюру сжимающих напряжений, изображенную на рис. 2.1,6 пунктирной линией, заменяют прямоугольной с ординатой R_b расчетное сопротивление в сжатой арматуре S' принимают равным R_{sc}, а в арматуре S напряжение σ_s ниже расчетного сопротивления.

Условие прочности элемента (ΣM=0) устанавливают из сравнения внешнего M=Nc и внутреннего изгибающих моментов относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре S.

$Ne \leq R_hA_bZ_b + R_sA_sZ_s$, (2.8)

где $z_s = h_0 - a'$

Высоту сжатой зоны определяют из равенства значений расчетной продольной силы N и суммы проекций внутренних расчетных сил в арматуре и сжатой зоне бетона на продольную ось элемента.

$N = R_bA_b + R_{sc}A_s - R_sAs$ (2.9)

при $\xi \leq \xi_R$ (случай 1)

$N = R_bA_b + R_{sc}A'_s - \sigma_sA_s$ (2.10)

при $\xi > \xi_R$ (случай 2)

Здесь напряжение в арматуре σ_s определяют для элементов из бетона классов В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III по формуле

$$\sigma_s = \left(2\frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1\right)R_s \qquad (2.11)$$

Для элементов из бетона классов выше В30 с арматурой классов выше А-II1 (ненапрягаемой и напрягаемой) напряжение σ_s следует определять по формулам (1.18) и (4.24).

При определении несущей способности элемента, когда все данные элемента известны, положение нейтральной оси удобно определять из уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку приложения продольной силы N

$$R_bA_b(e-z_b) \pm R_{sc}A'_se' - R_sA_se = 0 \quad (2.12)$$

Знак плюс перед вторым слагаемым принимается, когда сила N приложена за пределами расстояния между арматурами *S* и *S'*, знак минус в остальных случаях.

При прямоугольном сечении элемента (рис.2.1)

$$A_b=bx;\ z_b=h_0-0{,}5x;\ e_ц=h/2-a \qquad (2.13)$$

С учетом этих выражений формула (2.8) примет вид

$$Ne \le R_bbx(h_0-0{,}5x) + R_{sc}A'_s(h_0-a'), \quad (2.14)$$

где $e=e_0+h/2-a$

По аналогии с изгибаемыми элементами (см. формулы 1.14 и 1.16) условие (2.14) можно представить в виде

$$Ne \le a_mR_bbh_0^2 + R_{sc}A_s'(h_0-a') \qquad (2.15)$$

С учетом значения z_b уравнение (2.12) запишется

$$R_bbx(e-h_0+0{,}5x) \pm R_{sc}A_s'e' - R_sA_se = 0 \qquad (2.16)$$ откуда

$$x = h_0 - e + \sqrt{(h_0-e)^2 + \frac{2(R_sA_se \pm R_{sc}A_s'e'}{R_bb}} \qquad (2.17)$$

При x≤0 прочность элемента проверяют без учета сжатого бетона по формуле

$$Ne' \le R_sA_s(h_0-a') \qquad (2.18)$$

Если же высота сжатой зоны, найденная с учетом половины сечения сжатой арматуры то расчет производят по формулам (2.15) и (2.17) без учета сжатой арматуры. Гибкий внецентренно-сжатый элемент под влиянием момента прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N увеличивается (рис.2.2). При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе в сравнении с коротким (негибким) элементом.

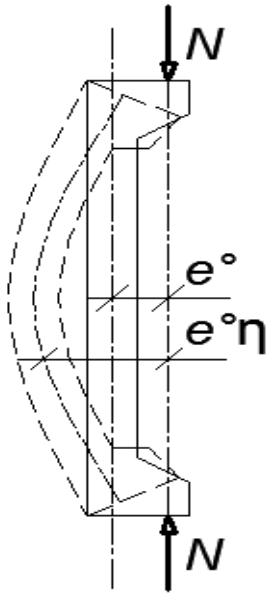


Рис 2.2. Увлечение эксцентриситета продольной силы в гибких элементах

Поэтому нормы рекомендуют расчет таких элементов выполнять, как правило, по деформированной схеме. Допускается производить расчет таких конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости

$l_0/i>14$ влияние прогиба элемента на его прочность путем умножения начального значения e_0 на коэффициент η>1.

Таким образом, расстояние от продольной силы N до центра тяжести арматуры A_s, вводимое в расчетные формулы, определяется как сумма $e = e_0\eta + e_u$. Для элементов прямоугольного сечения

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

Значение коэффициента η определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} \qquad (2.20)$$

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

-для элементов любой формы сечения

$$N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2}\left[\frac{J}{\varphi_i}\left(\frac{0.11}{0.1+\delta_e/\varphi_p}+0.1\right)+\alpha J_s\right] \qquad (2.21)$$

- для ненапрягаемых элементов прямоугольного сечения, наиболее часто встречающихся в практике строительства

$$N_{crc} = \frac{1.6E_b bh}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0.11}{0.1+\delta_e}+0.1}{3\varphi_l}+\mu\alpha\left(\frac{h_0-a\prime}{h}\right)^2\right] \qquad (2.22)$$

В формулах (2.21) и (2.22):

J, J_s - моменты инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии и равный .

$$\varphi_1 = 1+\beta\frac{M_{l1}}{M_1} \le l+\beta \qquad (2.23)$$

Здесь β - коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона (см. табл. 16 /3/ или табл. 30/2/), для тяжелого бетона и легкого бетона на плотном мелком заполнителе β=1,0;

- M_1 M_{1l} - моменты внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр растянутой или менее сжатой (при целиком сжатом сечении) арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок. Если эти моменты имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки e_0>0,1h принимают φ_1 =1; если это условие не удовлетворяется, то принимают

$$\varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1-\varphi_{l1})\frac{e_0}{h} \qquad (2.24)$$

Здесь φ_1 определяется но формуле (2.23) при M_1 равном произведению продольной силы N от действия полной нагрузки на расстояние от центра тяжести сечения до указанной выше оси;

- φ_p-коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента

- $\varphi_p = 1 + 12\frac{\sigma_{вр}}{R_b}\frac{e_0}{h}$ (2.25)

Здесь $\sigma_{вр}$ - напряжение обжатия бетона при γ_{sp}<l,0; R_b принимается без учета коэффициентов условий работы; значение e_0/h принимается не более 1,5;

(при отсутствии пред напряжения $\varphi_p=1$)

- δ_e - коэффициент, принимаемый равным e_0/h, но не менее

$$\delta_{e,min} = 0.5 - 0.01\frac{l_0}{h} - 0.01R_b \qquad (2.26)$$

где R_b в мПа/; l_0-расчетная длина элемента в соответствии с п. 3.25 /2/;

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_b}$$

Эксцентриситет e_0 допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения.

При гибкости элемента $1_0/I$ <14 (для прямоугольных сечений при l_0/h < 4) принимаете) η=1.

При гибкости $14 \le l_0/i < 35$ ($4 \le l_0/h < 10$) и при $\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} \le 0.025$ допускается принимать:

для прямоугольных сечений

$$N_{cr} = 0.15\frac{E_b A}{(l_0/h)^2} \qquad (2.27)$$

для других форм сечения

$$N_{cr} = \frac{2E_b J}{l_0^2} \qquad (2.28)$$

При $N>N_{cr}$ следует увеличить размеры сечения.

2.4. Расчет сечения арматуры и проверка прочности внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечении

При расчете и проектировании внецентренно-сжатых элементов, как правило, приходится решать задачи двух типов:

а) заданы значения M, N, l_0, b, h и классы арматуры и бетона, необходимо определить площади сечения арматур A_s и A'_s;

б) все данные элемента A_s, A'_s, b, h и классы арматуры и бетона известны, требуется проверить прочность.

При решении задачи первого типа следует прежде всего установить к какому случаю внецентренного-сжатия относится рассматриваемая задача. Как указываюсь выше, при $x \le \xi_R h_0$- первый случай, а при $x > \xi_R h_0$второй. Однако при проектировании элемента x неизвестен, поэтому некоторые исследователи /6/ предлагают ориентироваться по величине эксцентриситета. При $e_0\eta > 0{,}3h_0$ элемент предлагается запроектировать как работающий по первому случаю, а при $e_a\eta < 0{,}3h_0$ - по второму.

При расчете элементов по первому случаю формулы для подбора сечений арматур A_s и A'_s получаем из уравнений (2.8) и (2.9):

$$A'_s = \frac{N*e - R_b A_b z_b}{R_{sc} z_s} \qquad (2.29)$$

$$A_s = A_b\frac{R_b}{R_s} + A'_s\frac{R_{sc}}{R_s} - \frac{N}{R_s} \qquad (2.30)$$

В этих уравнениях три неизвестных —A_s, A'_s и x, от которого зависят A_bи z_b, следовательно, можно подобрать множество значений неизвестных, которые удовлетворяют условиям (2.29) и (2.30).

При проектировании конструкций, очевидно, следует выбирать такое решение, которое отвечало бы наиболее экономичному армированию. При условии (A_s+A'_s)min задача становится вполне определенной.

Доказано, что суммарное сечение арматуры A_s + A'_s будет минимальным, если

$$x = z_s \frac{R_s}{R_s+R_{sc}} + a' \qquad (2.31)$$

Это правило, установленное П.Л. Пастернаком, справедливо для сечений любой формы, симметричной относительно плоскости изгиба, не только при внецентренном-сжатии, но и при внецентренном-растяжении и изгибе.

В элементах прямоугольного сечения для получения минимального значения A_s и A'_s при R_s=R_{sc} и $\alpha'=0,lh$ и бетоне класса В35 и ниже можно принять x=0,55h_0. При этом формула (2.29) для определения A'_s примет вид

$$A'_s = \frac{N*e-0.4R_b bh_0^2}{R_{sc}(h_0-a')} \qquad (2.32)$$

С учетом A_b=ξbh_0 по формуле (2.30) определяется площадь арматуры.

$$A_s = \xi bh_0 \frac{R_b}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} - \frac{N}{R_s} \qquad (2.33)$$

В формуле (2.32) $a_m = \xi(1 - 0,5\xi)= 0,4$ соответствует ξ=0,55, такое же значение ξ подставляется в формулу (2.33).

Минимальное значение A'_s (которое, однако, не соответствует наименьшему значению A_s + A'_s) получим при условии полного использования сжатой зоны бетона, т.е. при ξ=ξ_R и α_m =α_{mR}

В этом случае формула для определения расчетной площади сечения сжатой арматуры примет вид

$$A'_s = \frac{N*e-\alpha_{mR}R_b bh_0^2}{R_{sc}(h_0-a')} \qquad (2.34)$$

Площадь сечения растянутой арматуры при гаком значении Л определяется по формуле (2.33) при ξ=ξ_R .

Если площадь сечения сжатой арматуры, найденная по формуле (2.34), окажется менее конструктивного минимума, то A'_s назначают по конструктивному минимуму и расчет производится с учетом заданной сжатой арматуры.

Определяем из формулы (2.15)

$$\alpha_m = \frac{N*e-R_{sc}A'_s(h_0-a')}{R_b bh_0^2} \qquad (2.35)$$

Находим по табл. IV. 1 соответствующее значение ξ и вычисляем по формуле (2.33) значение A_s. При x=0 площадь сечения растянутой арматуры определяют из выражения (2.18) без учета сжатого бетона.

Если же удовлетворяется условие (2.19), сечение арматуры A_s следует рассчитывать без учета сжатой арматуры из уравнения моментов относительно центра тяжести сжатой зоны бетона (см. рис. 2.1)

$$N(e-z_b)-R_sA_sz_b \qquad (2.36)$$

Откуда $$A_s = \frac{N}{R_s}\left(\frac{e}{z_b} - 1\right) \qquad (2.37)$$

где $z_b=\zeta i,$ и C определяется по табл. IV.1 в соответствии со значением $a_m = Ne / R_b b h_0^2$.

Сжатые элементы независимо от результатов их расчета всегда должны иметь арматуру A_s. и A'_s минимально допустимые значения которых (в %) приведены в табл. 38 СНиП *121*.

В практике нередко применяют симметричное армирование $(A_s=A'_s)$, например, когда на элемент действуют близкие по величине изгибающие моменты (с разницей по абсолютной величине не более 25%) или перерасход арматуры в сравнение с несимметричным армированием не превышает 5%, а также при достаточно низком общем проценте армирования $(\mu+\mu' < 0{,}8\%)$.

Подставляя в формулу (2.9) $A_s=A'_s$ и $R_s= R_{sc}$, получаем

$N = R_b A_b = R_b bx$, откуда

$$\xi = \frac{N}{R_b b h_0} \tag{2.38}$$

При $\xi \le \xi_R$ (первый случай) площадь сечения симметричной арматуры определяется из уравнения (2.14), подставляя $x = \xi h_0 = N / R_b b$

$$A_s = A'_s = \frac{N\left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b}\right)}{R_{sc}(h_0 - a')} \tag{2.39}$$

При расчете элементов по второму случаю, т.е. при $x > \xi_R\ h_0$ или при $e_0\eta \le 0{,}3h_0$ расчет производится по формулам (2.10) и (2.15), определяя значение σ_s по формулам (2.11) и (1.18). В первом приближении значение A'_s можно определить по формуле (2.34) для граничного случая. Площадь As предварительно находят из уравнения моментов относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре A'_s. Полученные значения A_s и A'_s уточняются при расчете по формулам (2.10) и (2.15). Если эксцентриситет $0{,}3h_0 \ge e_0\eta > 0{,}15h_0$ и процент армирования $A'_s / bh_0 \le 2{,}0\%$, то площадь сечения арматуры As (слабо сжатой или слабо растянутой) практически всегда меньше конструктивного минимума и ее можно назначать без расчета.

При проверке прочности сечения, когда все данные о нем известны, по формуле (2.17) или из формулы (2.9) в предположении $\xi = x/h_0$ определяют x. Затем проверяют условие $x \le \xi_R h_0$ и, если оно соблюдено, то при найденном значении x проверяют несущую способность элемента по формуле (2.14). Несоблюдение условия $\xi = x/h_0 \le \xi_R$ указывает на то, что x необходимо определить по формуле (2.17) с подстановкой σ_s вместо R_s или по формуле (2.10). Значение σ_s определяется по формуле (2.11) или (1.18).

Для удобства практических расчетов в пособиях по проектированию железобетонных конструкций [3,4] приведенные выше формулы для расчета внецентренно-сжатых элементов преобразованы с введением параметров α_n, α_m, α_{m1}, α_a, α'_s, ψ_s и построением графиков их зависимостей.

<u>Пример 13.</u>* Дано: колонна одноэтажной рамы с размерами сечения b=30 см, h=40 см, a = a' =35 см; бетон тяжелый класса B20 (E_b=2,4·10^4 мПа); арматура класса A-III (R_S=R_{Sc}=365мПа; E_s = 2 ·10^5 мПа); продольные силы и изгибающие моменты : от постоянных и длительных нагрузок N_l=400 кН, M_l=40 кНм, от кратковременных нагрузок N_{sh}=120 кН, M_{sh}=45 кНм в т.ч. кратковременных нагрузок непродолжительного действия (от ветровых и крановых) N_{sh1},=100 кН и M_{sh1},=30 кНм; изгибающие моменты противоположных знаков близки по абсолютной величине и армирование симметричное; расчетная длина 8,0 м. Требуется определить площадь сечения арматуры.

<u>Решение</u> h_o=h-a=40-3,5=36,5 см.

Поскольку имеются усилия от кратковременных нагрузок непродолжительного действия определяем в соответствии с п.3.1 /3/ значение коэффициента $\gamma_{в2}$, учитывающего влияние длительности нагрузок.

Момент от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, относительно оси, проходящей через центр растянутой арматуры

$$M_1 = M - M_{sh1} + (N - N_{sh1})\frac{h_0 - a'}{2} = 85 - 30 + (520 - 100)\frac{0.365 - 0.035}{2}$$
$$= 55 + 69.3 = 124.3\text{кНм}$$

Здесь M и N усилия от полных нагрузок

M = M_1+M_{sh}=40+45=85*кНм*

N = N1 + N_{sh}=400+120=520 *кН.*

Момент от действия всех нагрузок относительно оси, проходящей через центр растянутой арматуры.

$$M_{II} = M + N\frac{h_0 - a'}{2} = 85 + 520\frac{0.365 - 0.035}{2} = 170.8\text{кНм}$$

Так как M_I=124,3кНм <0,82M_{II} = 140,0кНм расчет производим только на действие всех нагрузок, принимая γ_{b2}= 1,1 и R_b=11,5·1,1=12,65 мПа= 1,265 кН/см^2.

Гибкость колонны /h=850/40=20>10, поэтому расчет производим с учетом прогиба элемента согласно п. 2.3 ., вычисляя N_{cr} по формуле (2.21).

Для этого определим по формуле (2.23)

$$\varphi_1 = 1 + \beta\frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1.0\frac{106.0}{170.8} = 1.62$$

Здесь $M_{II} = M_I + N_I\frac{h_0 - a'}{2} = 40 + 400\frac{0.365 - 0.035}{2} = 106.0\text{кНм}$

M_I=M_{II}=170.8кНм; β=1,0 – для тяжелого бетона

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{85*10^2}{520} = 16.3\text{см} > e_a = 1.33\text{см}$$

Где: $e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{800}{600} = 1.33\text{см} = \frac{h_0}{30} = \frac{40}{30} = 1.33\text{см}$

Так как e_0/h=16,3/40=0,41>δ_{emin}=0,5-0,01 l_0/h-0,01 R_b=0,5-0,01 -800/40-0.01·12.65=0.173

принимаем $\delta_e = \frac{e_0}{h} = 0.41$

В первом приближении принимаем $\mu = 0.01, \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20*10^4}{2.4*10^4} = 8.33$

$$N_{cr} = \frac{1.6E_b bh}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0.11}{0.1+\delta_e}+0.1}{3\varphi_l} + \mu\alpha\left(\frac{h_0-a'}{h}\right)^2\right] =$$

$$= \frac{1.6*2.4*10^3*30*40}{20^2}\left[\frac{\frac{0.11}{0.1+0.41}+0.1}{3*1.62} + 0.01*8.33\left(\frac{36.5-3.5}{40}\right)^2\right] =$$

$$= 11.52*10^3(0.065+0.057) = 1405\text{кН}$$

Коэффициент η равен:

$$\eta = \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1-\frac{520}{1405}} = 1.59$$

Значение e с учетом прогиба элемента равно:

$$e = e_0 * \eta + \frac{h_0-a'}{2} = 16.3*1.59 + \frac{36.5-3.5}{2} = 42.4\text{см}$$

Необходимое армирование определим по формуле (2.39)

$$A_s = A_s' = \frac{N\left(e-h_0+\frac{N}{2R_b b}\right)}{R_{sc}(h_0-a')} = \frac{520\left(42.4-36.5+\frac{520}{2*1.265*30}\right)}{36.5(36.5-3.5)} = 5.50\text{см}^2$$

$\xi = \frac{N}{R_b bh_0} = \frac{520}{1.265*30*36.5} = 0.375 < \xi_R = 0.581$ (по табл. IV.2), следовательно, имеем 1 случай разрушения.

Аналогичный результат можно получить пользуясь формулами п. 3.62 /3/

Вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b bh_0} = \frac{520}{1.265*30*36.5} = 0.375$$

$$\alpha_{m1} = \frac{Ne}{R_b bh_0^2} = \frac{520*42.5}{1.265*30*36.5^2} = 0.436$$

$$\delta = \frac{3,5}{36,5} = 0,096$$

Так как $\alpha_n < \xi_R$, значение $A_s = A_s^{'}$ определим по формуле (112)/3/:

$$A_s = A_s^{'} = \frac{R_b bh_0}{R_s} * \frac{\alpha_{n1}-\alpha_n}{1-\delta} = \frac{1.265*30*36.5}{36.5} * \frac{0.436-0.365(1-\frac{0.365}{2})}{1-0.096} = 5.50\text{см}^2$$

Коэффициент армирования

$\mu = \frac{A_s+A_s^{'}}{bh} = \frac{2*5.50}{30*40} = 0.0092$ по близок к принятому предварительно значению μ=0,01. Принимаем $A_s = A_s^{'} = 6,28\text{см}^2$ (2Ø20 A-III).

Пример 14. Дано: колонна рамного каркаса с размерами сечения $\boldsymbol{b = 30}$см $\boldsymbol{h = 40}$см $\boldsymbol{\alpha = \alpha^{'} = 3,5}$см ***; бетон тяжелый класса*** $\boldsymbol{B20}$

($E_b = 2.4 * 10^4$мПа);***Арматура класса А-III (***$R_s = R_{sc} = 365$мПа; $E_s = 2 * 10^5$мПа); ***площадь её сечения*** $A_s = A_s^{'} = 5,09$ см^2 ***(2Ø18). Продольные силы и изгибающие моменты: от постоянных и длительных нагрузках*** $N_l = 350$ кН, $M_l = 40$кН $* M$ ***от кратковременных нагрузок не продолжительного действия (ветровой и крановой)***$N_{sh} = 70$кН $M_{sh} = 30$кН $*$ М***; расчетная длина колонны.***

<u>Решение.</u> $h_0 = h - a = 40 - 3,5 = 36,5$.Поскольку имеет место от нагрузок не продолжительного действия согласно п. 3,1 /3/ установим необходимость расчета по случаю» а»

Усилие от всех нагрузок равны:

$N = 350 + 70 = 420$ кН; $M = 40 + 30 = 70$ кН $*$ М

Определим моменты внешних сил относительно растянутой арматуры M_1и M_{11} ,подсчитанные соответственно с учетом без учета нагрузок непродолжительного действия:

$$M_1 = M_{11} = M_1 + N_1 \frac{h_0 - \alpha^{'}}{2} = 40 + 350 \frac{0.365 - 0.035}{2} = 97.8 \text{ кН} * \text{М}$$

$$M_{11} = M_1 = M \quad + N \quad \frac{h_0 - \alpha^{'}}{2} = 70 + 420 \frac{0.365 - 0.035}{2} = 139,3 \text{ кН} * \text{М}$$

Так как 0,82 $M_{11} = 0.82 * 139.3 = 114.2$ кН $*$ м > $M_1 = 97.8$ кН $*$ м расчет производим только по случаю «б» (см. п. 3,1 /3/) т.е на действие всех нагрузок принимая $R_b = 12,65$ мПа (при $\Upsilon_{b2} = 1,1$)

Гибкость колонны $\frac{l_0}{h} = \frac{6.4}{0.4} = 16.0$>10 расчет производится с учетом прогиба колонны согласно п.2,3, вычисляя N_{cr} по формуле (2,21)

Для этого определим по формуле (2,23)

$$\varphi_1 = 1 + \beta \frac{M_{11}}{M_1} = 1 + 1.0 \frac{97.8}{139.3} = 170$$

Здесь $\beta = 1,0$ для тяжелого бетона

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A_s^{'}}{bh} * \frac{E_s}{E_b} = \frac{2*5.09}{30*40} * \frac{2*10^5}{2.4*10^4} = 0.0707$$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{70*10^2}{420} = 16.7$ см $> e_a = \frac{h}{30} = 1.33$ так как $\frac{l_0}{h} = \frac{16.7}{40} = 0.40 > \delta_{e.min} = 0.5 - 0.01\frac{l_0}{h} - 0.01R_b = 0.173$ принимаем $\delta_e = \frac{l_0}{h} = 0.42$

$$N_{cr} = \frac{1.6E_b bh}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1}{3\varphi_1} + \mu a\left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2\right] =$$

$$= \frac{1.6 * 2.4 * 10^2 * 30 * 40}{16^2}\left[\frac{\frac{0.11}{0.1 + 0.42} + 0.1}{3 * 1.7} + 0.0707\left(\frac{36.5 - 3.5}{40}\right)^2\right]$$

$$= 18.0 * 10^3(0.0611 + 0.048) = 1964\text{кН}$$

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{420}{1964}} = 1.27$$

$$e = e_0 * \mu + \frac{h_0 - a'}{2} = 16.7 * 1.27 + \frac{36.5 - 3.5}{2} = 37.7\text{см}$$

Определим относительную высоту сжатой зоны по формуле (2.38)

$\xi = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{420}{1.265*30*36.5} = 0.281 < \xi_R = 0.581$

Определяем по таблице IV.1 a_m ***=0,242,*** следовательно, имеем 1-й случай разрушения и прочность проверяем из условия (2.15)

$$N * e = 420 * 37.7 = 15834\text{кН} * \text{см} < \alpha_m R_b b h_0^2 + R_M A_s^{'}(h_0 - a^{'})$$
$$= 0.242 * 1.265 * 30 * 36.5^2 + 36.5 * 5.09(36.5 - 3.5)$$
$$= 11173 + 6130 = 18365\text{кН} * \text{см},$$

т.е. прочность обеспечена.

<u>Пример 15.</u> ***Дано: сечение элемента размерами b=30 см, h=40 см, a= a' =3,5 см; бетон тяжелый класса B20 (R_b =10,35 мПа при Υ_{b2}=0,9; E_b=2,4-10^4 мПа); арматура класса A-III (R_s=R_{sc}=365 мПа; E_s=2-10^4 мПа);продольная сила N=500 кН; ее эксцентриситет относительно центра тяжести бетонного сечения E_0=30 см; расчетная длина 1_0=3,6 м.***

Требуется определить площадь сечения арматуры S и S'

<u>Решение:</u> h_0=h-a=40,0-3.5=36,5 см. Так как 4<l_0/h=3,6/0,4=9,0<10, расчет ведем с учетом прогиба элемента. При этом, предположив, что ***μ*** <0,025, значение N_{cr} определим по упрощенной формуле (2.27)

$$N_{sr} = 0.15\frac{E_b * A}{\left(\frac{l_0}{h}\right)} = 0.15\frac{24 * 10^3 * 30 * 40}{9.0^2} = 1.104$$

Коэффициент α по формуле (2,20)

$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{500}{5330}} = 1.104$

значение e с учетом прогиба элемента равно

$e = e_0 * \eta + \frac{h_0 - a^{'}}{2} = 30 * 1.104 + \frac{36.5 - 3.5}{2} = 49.6\text{см}$

Требуемую площадь сечения арматуры *S и S'*определим по формулам (2.32) и (2.33)

$$A_s^{'} = \frac{N_e - 0.4 R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a^{'})} = \frac{500 * 49.6 - 0.4 * 1.035 * 30 * 36.5^2}{36.5(36.5 - 3.5)} = 6.29\text{см}^2$$

$$A_s = \xi b h_0 = \frac{R_b}{R_s} + A_s^{'}\frac{R_{sc}}{R_s} - \frac{N}{R_s} = 0.55 * 30 * 36.5\frac{1.035}{36.5} + 6.29 - \frac{500}{36.5} = 9.67\text{см}^2$$

Поскольку $\mu = \frac{A_{s+A^{'}}}{A} = \frac{6.29+9.67}{30*40}$*=0,013< 0,025,* значение A_s и A_s не уточняем .

Принимаем A_s =6,28 см^2 (2 020), A_s =9,82 см^2 (2 025).

3. Расчет прочности растянутых элементов

3.1. Центрально-растянутые элементы

Разрушение элемента происходит в слабом сечении, т.е. там, где в бетоне образуются сквозные трещины и все усилие передается на арматуру. В предельном состоянии напряжения в арматуре достигают расчетного сопротивления на растяжение R_s.

При расчете сечений центрально-растянутых элементов должно соблюдаться условие

$N<R_sA_s$ (3.1)

где A_s - площадь сечения всей продольной арматуры.

3.2. Расчет внецентренно-растянутых элементов

Характер разрушения элементов зависит от эксцентриситета продольной силы и ее положения. Если сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S', все сечение растянуто, в элементе образуются сквозные трещины и продольная сила воспринимается только арматурой (рис. 3.1, а). Если же продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и 5", предельное состояние по несущей способности внецентренно-растянутых элементов сходно с предельным состоянием изгибаемых и внецентренно-сжатых (с большим эксцентриситетом) элементов. Часть сечения, более удаленная от продольной силы, сжата, а ближняя - растянута (рис. 3.1, б). В растянутой части образуются трещины и разрушение элемента, как правило, начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре. После этого достигают предельных значений напряжения в бетоне и арматуре сжатой зоны и происходит пластическое разрушение элемента. При этом относительная высота сжатой зоны $\xi \leq \xi_R$.

Если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис. 3.1, а) ,т.е. при $e' < h,, - a'$ расчет сечений

производится из условий: 64

$N * e' \leq R_sA_s(h_0 - a')$ (3.2)

$N * e \leq R_sA_s'(h_0 - a')$ (3.3)

а - при $e' < h_0 - a'$; б - при $e > h_0 — a'$; 1 - геометрическая ось элемента; 2 - граница сжатой зоны; 3- центр тяжести площади бетона сжатой зоны.

Если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре, S и S' (рис. 3.2, б), т.е. при $e' > h_0 - a'$, расчет производится из условия.

$$N * e \leq R_bA_bZ_b + R_{sc}A_s'Z_s \qquad (3.4)$$

Высоту сжатой зоны при этом определяют из равенства значений расчетной продольной силы N и суммы проекций внутренних сил r арматуре и сжатой зоне бетона на продольную ось элемента

$$N = R_sA_s - R_{sc}A_s' \qquad (3.5)$$

При расчете должно соблюдаться условие$\xi = x/h_0 \leq \xi_R$.

В противном случае в формуле (3.4) принимают $\xi = \xi_R$

В элементах прямоугольного сечения, с учетом $A_b = bx$; $z_b\ h_0 - 0{,}5x$; $z_s = h_0 - a'$ формулы (3.4) и (3.5) примут вид:

$$N_e \le R_b bx(h_0 - 0.5x) + R_{sc}A_s^{'}(h_0 - a') \quad (3.6)$$

$$N = R_s A_s - R_b bx - R_{sc}A_s^{'} \quad (3.7)$$

Или используя параметры $\xi = x/h_0$ и $a_m = \xi(1 - 0.5\xi)$

$$N_e \le a_m R_b b h_0^2 + R_{sc}A_s^{'}(h_0 - a^{'}) \quad (3.8)$$

$$N = R_s A_s - \xi R_b b h_0 - R_{sc}A_s^{'} \quad (3.9)$$

Следует помнить, что формулы (3.6)^(3.9) справедливы, если соблюдается условие $\xi \le \xi_R$

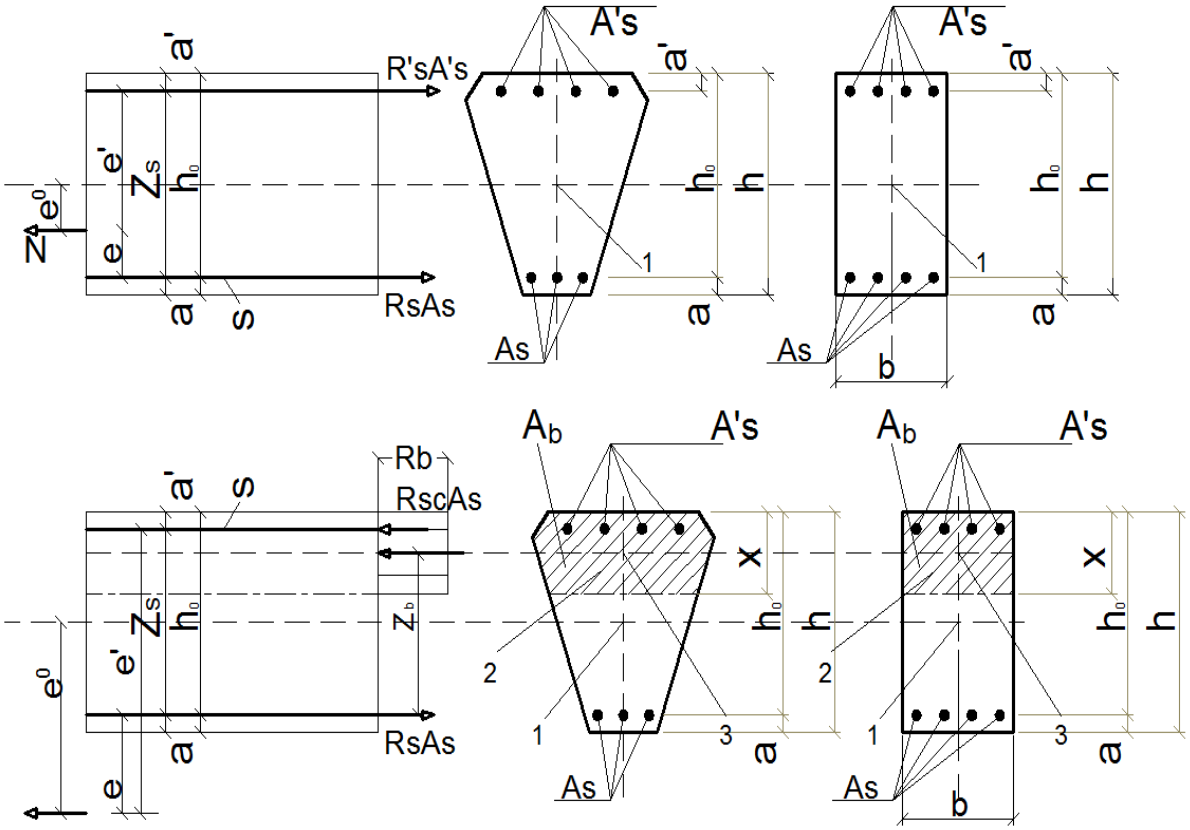


Рис. 3.1. Расчетные схемы внецентренно-растянутых элементов.

При x<0 прочность сечения проверяют без учета сжатого бетона по формуле(3.2).

При симметричном армировании прочность элемента независимо от значения $e^{'}$ проверяется из условия (3.2)

Если при $e^{'} > h_0 - a^{'}$ высота сжатой зоны, определенная без учета сжатой арматуры

$$x = \frac{R_s A_s - N}{R\ b} < 2a^{'} \quad (3.10)$$

расчетную несущую способность можно несколько увеличить, произведя расчет по формулам (3.6) и (3.7) без учета сжатой арматуры.

3.3. Расчет сечения арматуры и проверка прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения

При расчете и проектировании элементов возможны задачи двух типов: определяется требуемое количество продольной арматуры A_s и $A_s^{'}$при известных M, N, b, h и классах арматуры и бетона или производится проверка прочности сечения, когда все характеристики элемента известны.

Требуемое количество продольной арматуры определяется следующим образом:

а) при $e'<h_0$ - a' площадь сечения арматуры S и S' определяется соответственно по формулам:

$$A_s = \frac{N*e^{'}}{R_s(h_0-a^{'})} \qquad (3.11)$$

$$A_s^{'} = \frac{N*e^{'}}{R_s(h_0-a^{'})} \qquad (3.12)$$

б) при $e > h_0$ - a' площадь сечения сжатой арматуры определяется из условия полного использования сжатой зоны бетона, т.е. при $\xi = \xi_R$и $a_m = a_{mR}$ из формулы (3.8)

$$A_s^{'} = \frac{N*e-a_{mR}R_b bh_0^2}{R_{sc}(h_0-a^{'})} \qquad (3.13)$$

Площадь сечения растянутой арматуры при этом определяется из формулы (3.9) при $\xi = \xi_R$

$$A_s = \frac{\xi_R bh_0R_b+N}{R_s} + A_s^{'}\frac{R_{sc}}{R_s} \qquad (3.14)$$

Если площадь сечения сжатой арматуры, найденная по формуле (3.13) окажется менее конструктивного минимума, то $A_s^{'}$назначают по конструктивному минимуму и расчет производится с учетом заданной сжатой арматуры.

Из формулы (3.8) определяется

$$a_m = \frac{N*e - R_{sc}A_s^{'}(h_0-a^{'})}{R_b bh_0^2} \qquad (3.15)$$

Далее по значению ξ соответствующему a_m из табл. IV. 1 приложения, по формуле (3.14) определяется площадь сечения растянутой арматуры A_s

Если значение a_m<0, площадь сечения растянутой арматуры A_s определяется по формуле (3.11). Площадь симметричной арматуры независимо от значения e' подбирается по формуле (3.11)

При $e' > h_0$ - a' необходимое количество арматуры, определенное по формуле (3 .1 1), можно несколько снизить, если значение ξ, определенное по значению $a_m = \frac{N*e}{R_b bh_0^2}$ окажется меньше $2a'/h_0$. В этом случае площадь сечения арматуры A_sопределяется без учета сжатой арматуры из уравнения моментов относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$N(e+Z_b) - R_sA_sz_b = 0 \qquad (3.16)$$

откуда

$$A_s = \frac{N}{R_s}(\frac{e}{z_b}+1) \qquad (3.17)$$

где $z_b = \xi h_0$ и ξ определяется по табл. IV. 1 в зависимости от значения

$$a_m = \frac{N * e}{R_b b h_0^2}$$

Проверка прочности элементов при заданных (для проверки) усилиях N и M, площадях арматур A_s и $A_s^{'}$, размерах сечения b и h, классах бетона и арматуры осуществляется:

при $e' < h_0 - a'$ из условий (3.2) и (3.3);

при $e' > h_0 - a'$ из условия (3.6) или (3.8) с определением высоты сжатой зоны x из (3.7) или относительной высоты сжатой зоны c, из (3.9). Если при этом,$x > \xi_R h_0$ в условия (3.6) и (3.8) подставляется ,$x > \xi_R h_0$ или a_{mR} соответственно.

При x<0 прочность сечения проверяется по формуле (3.2) без учета сжатого бетона.

При симметричном армировании $A_s = A_s^{'}$, прочность элемента независимо от значения e' проверяется из условия (3.2)

Если при $e' > h_0 - a'$ выполняется условие (3.10), расчет прочности производится по формуле (3.6) без учета сжатой арматуры $A_s^{'}$ =0.

<u>Пример 16.</u> Дано: прямоугольное сечение внецентренно-растянутого элемента размерами Ь=15 см, h-25 см; a = a' = 5см; бетон тяжелый класса В15 (R_b=7,65 мПа при у $_{b2}$ =0,9); продольная арматура класса А-III (R_s-R_{sc}=365 мПа); растягивающая сила N=450 кН; изгибающий момент М=7,2 кН-м.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры A_s и A_s .

<u>Решение</u>: $h_0 = h - a = 25 - 5 = 20см$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7.2 * 10^2}{450} = 1.6см$$

$$e = -e_0 + \frac{h}{2} - a = -1.6 + \frac{25}{2} - 5 = 5.9см$$

$$e^{'} = e_0 + \frac{h}{2} - a^{'} = 1.6 + \frac{25}{2} - 5 = 9.1см$$

Поскольку *e'= 9,1см <h_0 — a'= 20 - 5 = 15,0см*, площадь сечения арматуры *A, и*$A_s^{'}$ определяем из формул (3.2) и (3.3):

$$A_s = \frac{N * e^{'}}{R_s(h_0 - a^{'})} = \frac{450 * 9.1}{36.5(20 - 5.0)} = 7.48см^2$$

$$A_s^{'} = \frac{N * e}{R_s(h_0 - a^{'})} = \frac{450 * 5.9}{36.5(20 - 5.0)} = 4.85см^2$$

Принимаем арматуруA_s *=7,63 см^2 (3Ø18)* $A_s^{'}$ *и =5,09 (2 Ø18).*

<u>Пример 17</u> .Дано: прямоугольное сечение с размерами b=15 см, h=25 см; a = a = 5см; бетон тяжелый класса В20 (R_b=11,5 мПа при γ_{b2}= 1,0); продольная арматура класса А-III (R_S=R_{SC}=365 мПа); растягивающая сила N=200 кН; изгибающий момент М=60 кН-м.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры A_sи$A_s^{'}$

<u>Решение.</u> $h_0 = h - a = 25 - 5 = 20см$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60 * 10^2}{200} = 30см$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 30 - \frac{25}{2} + 5 = 22.5см$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 30 + \frac{25}{2} - 5 = 37.5см > h_0 - a' = 20 - 5 = 15см$$

Площадь сечения сжатой арматуры определяем по формуле (3.13) при значении ξ_R *=0,59* a_{mR} *=0,416* для бетона класса В20 при γ_{b2} *= 1,0* из табл.V.2 приложения IV

$$A_s' = \frac{N * e - a_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{200 * 22.5 - 0.416 * 1.15 * 15 * 20^2}{36.5(20 - 5)} = 2.98см^2$$

Принимаем 2Ø14 А-III (A_s'=3,08 см^2)

Площадь сечения растянутой арматуры по формуле (3.14)

$$A_s = \frac{\xi_R b h_0 R_b + N}{R_s} + A_s' \frac{R_{sc}}{R_s} = \frac{0.59 * 15 * 20 * 1.15 + 200}{36.5} + 2.98 \frac{36.5}{36.5} = 14.04см^2$$

Принимаем 3Ø25 А-Ш (A_s =14,7 см^2)

<u>Пример 18.</u> ***Дано: растянутая ветвь двухветвевой колонны с поперечным сечением размерами b=40 см, h=20 см; продольная арматура класса А-III (R_S=R_{SC}=365 мПа); a = a' = 4,0см площадь ее сечения t A_s = A_s'=7,6 см' (2Ø22), бетон тяжелый класса В25(R_b=16 мПа при γ_{b2}=1.1 продольная растягивающая сила N=40 кН; максимальный изгибающий момент М=36 кН-м.***

Требуется проверить прочность нормального сечения.

<u>Решение :</u> $h_0 = 20 - 4 = 16см$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36 * 10^2}{40} = 90см$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 90 + \frac{20}{2} - 4.0 = 96см$$

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a = 90 - \frac{20}{2} + 4.0 = 84см$$

Поскольку арматура симметричная, прочность проверим из условия(3.2)

$$R_s A_s (h_0 - a') = 36.5 * 7.5(16 - 4.0) = 3328.8 > N * e' = 40 * 96 = 3840кН * см$$

т.е. условие (3.2) не удовлетворяется.

Так как *e' = 96см > h_0 - a' = 12см* , а высота сжатой зоны *x,* определенная по формуле (3.10) без учета сжатой арматуры

$$x = \frac{R_s A_s - N}{R_b b} = \frac{36.5 * 7.6 - 40}{1.6 * 40} = 3.71см < 2 * a' = 2 * 4.0 = 8.0см$$

прочность проверим по условию (3.6) принимая x=3,71 см и A_s'*=0:*

$$R_b b x (h_0 - 0.5x) = 1.6 * 40 * 3.71(16 - 0.5 * 3.71) = 3477кН * см > N * e = 40 * 80 = 3360кН * см,$$

т.е. прочность нормального сечения обеспечена.

4. Каменные элементы конструкций

4.1. Осевое сжатие

Примером центрально - сжатых элементов каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий.

Столбы воспринимают нагрузки от кровли, чердачного покрытия и междуэтажных перекрытий. Если примыкающие к столбам прогоны равнопролетные и величина временной нагрузки на перекрытия невелика по сравнению с собственным весом перекрытия, то одностороннее загружение столба временной нагрузкой не является опасным, в этом случае столбы рассчитывают на центральное сжатие.

При оценке прочности сечений эпюру напряжений в центрально-сжатом элементе кладки принимают прямоугольной с ординатой, равной во величине расчетному сопротивлению R осевому сжатию кладки. Возможность разрушения сжатых элементов до исчерпания прочности, из-за влияния продольного изгиба и увеличения деформаций вследствие ползучести материала при длительном загружении, учитывают коэффициентами φ и m_g.

Несущую способность элементов каменных конструкций при центральном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$N \leq m_g \varphi R A, \qquad (4.1)$$

$$m_g = 1 - \eta N_g / N, \qquad (4.2)$$

где N - расчетная продольная сила; m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки; φ - коэффициент продольного изгиба (табл. 16); R - расчетное сопротивление сжатию кладки; А - площадь сечения элемента; η - коэффициент, принимают по табл. 4.1; N_g- расчетная продольная сила от длительных нагрузок.

Для прямоугольных сечений при меньшем размере $h \geq 30$ см и для сечений любой формы с меньшим радиусом инерции $i \geq 8{,}7$ см принимают $m_g = 1$.

Значения коэффициентов η и φ зависят от материала кладки и гибкости сжатых элементов:

$\lambda_i = l_0/i$ (для сечения произвольной формы);

$\lambda_h = l_0/h$ (для прямоугольного сплошного сечения); (4.3)

где l_0 - расчетная высота (длина) элемента ; h - меньший размер прямоугольного сечения; i - наименьший радиус инерции сечения.

Таблица 4.1.

Значения коэффициентов η и φ

Гибкость		Коэффициент η для неармированной кладки из кирпича и камней	Коэффициент φ при упругих характеристиках кладки			
λ_h	λ_i		α =1500	α=1000	α =750	α =500
6	21	0	0,98	0,96	0,95	0,91
8	28	0	0,95	0,92	0,90	0,85
10	35	0	0,92	0,88	0,84	0,79
12	42	0,04	0,88	0,84	0,79	0,72
14	49	0,08	0,85	0,79	0,73	0,66
16	56	0,12	0,81	0,74	0,68	0,59
18	63	0,15	0,77	0,70	0,63	0,53
20	70	0,20	–	–	–	–
22	76	0,24	0,69	0,61	0,53	0,43
24	83	0,27	–	–	–	–
24	83	0,27	–	–	–	–
26	90	0,31	0,61	0,52	0,45	0,36
30	104	–	0,53	0,45	0,39	0,32

Примечание. Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяют интерполяцией.

Расчетная высота сжатых стен и столбов l_0 зависит от условий опирания их на горизонтальные опоры (перекрытия). При неподвижных шарнирных опорах принимают $l_0 = H$ (рис. 128, а) (Н - расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами).

При упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для однопролетных зданий $l_0 = 1{,}5\ H$, для многопролетных зданий $l_0 = 1{,}25\ H$ (рис. 4.1, б). Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями - с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0{,}8\ H$. Для свободно стоящий конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 4.1, в). Значения коэффициентов m_g и φ по высоте сжатых и столбов принимаются по рис. 5.1, а, б, в.

4.2. Внецентренное сжатие

Внецентренное сжатие - наиболее часто встречающийся случай напряженного состояния в элементах каменных конструкций.На внецентренное сжатие работают несущие стены и простенки каменных зданий, внутренние несущие столбы при одностороннем загружении междуэтажных перекрытий временной нагрузкой, стены подвалов.

Напряженное состояние каменной кладки при внецентренном-сжатии характеризуется наличием растягивающих и сжимающих напряжений в сечении.

Прочность элементов определяется несущей способностью сжатой зоны сечения, в пределах которой эпюру напряжений принимают прямоугольной формы, с ординатой, равной расчетному сопротивлению кладки *R* сжатию (рис. 5.2).

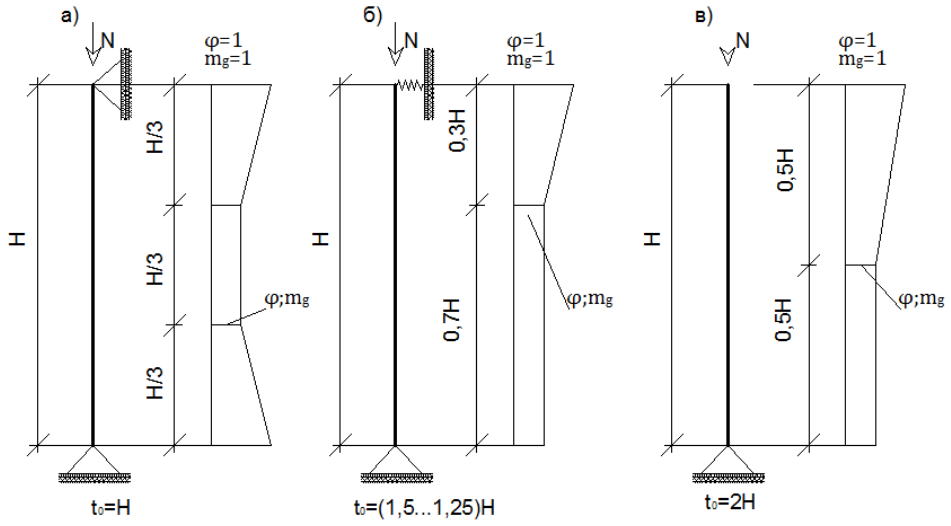


Рис. 4.1. Значение m_g и φ по длине сжатых стен и столбов:
а- шарнирные опоры; б - защемление и шарнирная опора;
в - консоль

Растягивающие напряжения, возникающие во внецентренно сжатых элементах кладки, могут привести к образованию и раскрытию трещин в горизонтальных швах, которые увеличивают деформативность кладки и уменьшают ее несущую способность.

Несущую способность элементов каменных конструкций при внецентренном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega$, (4.4)

где N- расчетная продольная сила; R- расчетное сопротивление сжатию кладки; A_c- площадь сжатой части сечения элемента при прямоугольной эпюре напряжений, определяют из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения N; ω- коэффициент учитывающий возможность повышения расчетного сопротивления сжатой зоны кладки за счет влияния менее напряженной части сечения.

Для сечения прямоугольной и произвольной формы и кладки из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов, из природных камней (включая бут), принимают ω=1. Для остальных видов кладки и сечений прямоугольной формы

$\omega=1+e_0/h\leq 1.45$ (4.5)

где $e_0=M/N$-эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения; h- высота сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент m_g имеет тот же физический смысл, что и при расчете центрально-сжатых элементов

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1.2e_{og}}{h}\right) \qquad (5.6)$$

Где N_g – расчетная продольная сила от длительных нагрузок; η-коэффициент принимаемый по Таблице V.3; e_{og}-эксцентриситет продольной силы N_g относительно центра тяжести сечения.

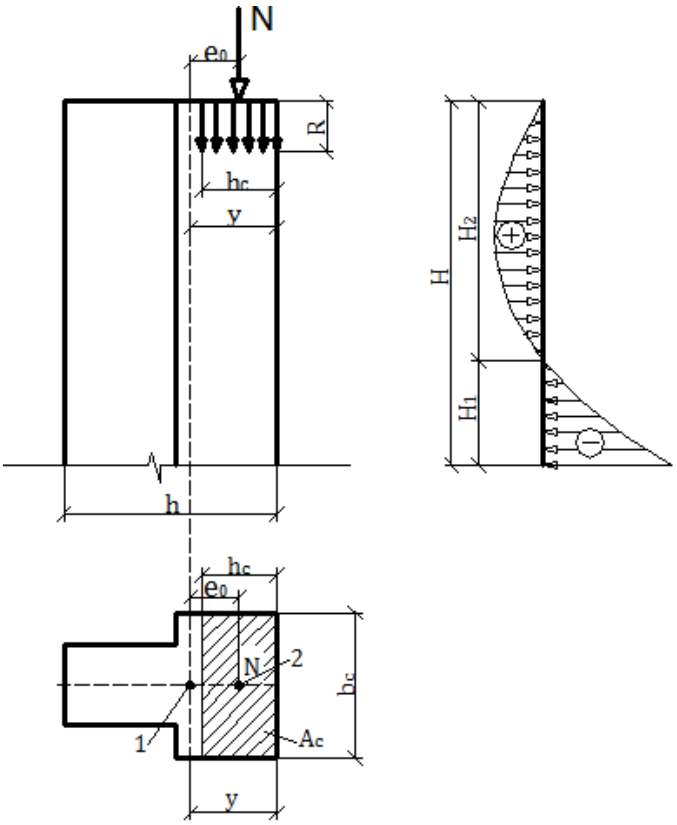


Рис. 4.2. К расчету простенка:
а - расчетная схема; б - эпюра моментов; в - расчетное сечение;
1-центр тяжести сечения; 2 - центр сжатой зоны сечения

$$\varphi_1=(\varphi+\varphi_2)/2 \qquad (4.7)$$

где φ- коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по табл. 20; φ_c – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по табл.20 при величинах гибкости элемента λ_{hc} или λ_{ic} ; $\lambda_{hc}=H/h_c$ – для прямоугольного сечения; $\lambda_{ic}=H/i_c$ – для сечения произвольной формы; H- расчетная высота элемента; h_c,i_c – высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента.

Для прямоугольного сечения

$$h_c=h-2e_0 \qquad (4.8)$$

Для таврового сечения при $e_0 > 45y$ допускается применять

$h_c = 2(y - l_0)$ (4.9)

Где y- расстояние от центра тяжести где сечение элемента до его края в сторону эксцентриситета .

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (см рис.4.2) коэффициент продольного изгиба φ_c определяется по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при гибкостях

$\lambda_{h1c} = H_1/h_{c1}$ *или* $\lambda_{i1c} = H_1/i_{c1}$

$\lambda_{h2c} = H_2/h_{c2}$ *или* $\lambda_{i1c} = H_2/i_{c2}$

Где H_1и H_2 часть высоты элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента h_{c1} i_{c1} h_{c2} i_{c2}-высоты радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

Площадь сжатой части A_c для прямоугольного сечения определяется по формуле

$A_c = A(1 - \frac{2e_0}{h})$ (4.10)

Где А-площадь сечения элемента.

Для таврового сечения (при $e_0 > 45y$) допускается приближенно принимать

$A_c = 2(y - e_0)b$ (4.11)

Где b ширина сжатой полки или толщина стенки таврового в зависимости о положения эксцентриситета относительно центра тяжести сечения.

При расчете элементов толщиной 25см и менее учитываются случайные эксцентриситеты e_a для несущих стен e_a =2см для самонесущих стен и отдельных слоев трехслойных несущих стен e_a=1см

Случайный эксцентриситет суммируют с эксцентриситетом продольной силы

$e_0 = e_a + M/N$

Суммарный эксцентриситет в этих элементах не должен превышать: для основных сочетаний нагрузок -0,8y для особых сочетаний -0,85y

При расчете внецентренно сжатых элементов кладки толщиной более 25см наибольшая величина эксцентриситета не должна превышать: для основных сочетаний нагрузок -0,9удля особых сочетаний -0,95y. При эксцентриситетах $e_0 >> 0{,}7y$ кроме проверки несущей способности по формуле (407) внецентренно сжатых элементов кладки. Если внецентренно сжатые элементы кладки (простенки, столбы) имеют высоту поперечного сечения больше ширины (b <h), от несущая способность таких сечений проверяют расчетом на центральное сжатие по формуле (404) в плоскости перпендикулярной плоскости действия изгибающего момента.

4.3. Изгиб и центральное сжатие

На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий от действия ветровой нагрузки, наружные плиты контрфорсных подпорных стен и другие элементы. Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок нормированных элементов

$M \leq R_{tb}W$ (4.14)

Где R_{tb}- расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязочному сечению W – момент сопротивления сечения кладки при упругой работе. Расчетная поперечная сила.

$$Q \leq R_{tw} bz \qquad (4.15)$$

Где R_{tw}- расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибеb- ширина сечения; z- плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения z=2/3h).

Каменные конструкции работающих на центральное сжатие рассчитывают исходя из прочности кладки по перевязанному сечению или камню:

$$N = R_t A_n \qquad (4.16)$$

Где N- расчетная осевая сила от внешних нагрузок R_t- расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязочному A_n- расчетная площадь сечения кладки нетто.

4.4. Срез

На срез по горизонтальному шву работают например элементы каменной кладки воспринимающие распор от затяжек сводов.

$$Q = \left(R_{sq} + 0.8 n \mu \sigma_0\right) A \qquad (4.16)$$

Где R_{sq} расчетное сопротивлению срезу n- коэффициент принимаемый равным 1,0-для кладки из сплошного кирпича и камней; 0,5-для кладки из пустотелого кирпича; μ-коэффициент трения по шву кладки принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7; σ_0- среднее напряжение в кладке при наименьшей продольной нагрузке с коэффициентом перегрузки 0,9; А расчетная площадь сечения.

4.5. Расчет многослойных стен

Под многослойными понимают стены выполненные из облегченной кладки и кладки с облицовкой.

$$b_{rtd} = b m_i R_i (mR) \qquad (4.17)$$

Где b_{rtd}- приведенная ширина слоя: b- фактическая ширина слоя: m m_i коэффициенты использования прочности основного несущего слоя и других слоев R R_i расчетное сопротивление основного несущего слоя и любого другого слоя стены.

4.6. Элементы сечения с продольным армированием

Для повышения несущей способности применяют следующие способы армирования каменной кладки: а) сетчатое (поперечное) армирование с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис. 4.5,а). б) продольное армирование с расположением арматуры в бороздах или каналах оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис. 4.5,б)

4.7. Элементы с сетчатым и продольным армированием.

Для повышения несущей способности применяют следующие способы армирования каменной кладки: а) сетчатое (поперечное) армирование с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис. 4.5,а);

б) продольное армирование с расположением арматуры в бороздках или каналах, оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис.4.5,б).

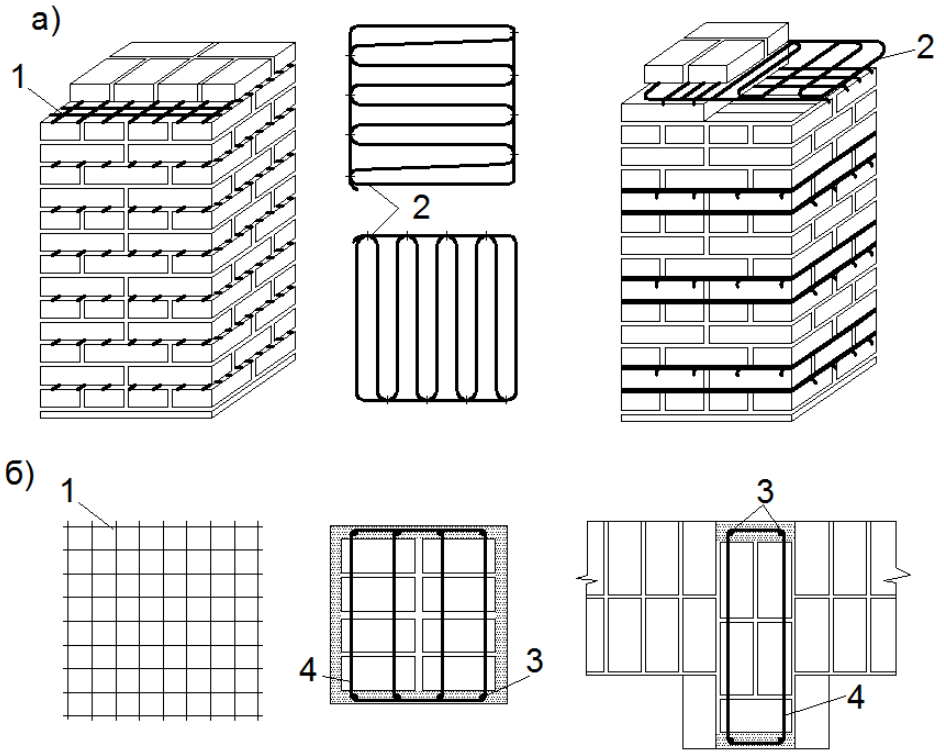


Рис.4.5. Способы усиления кладки:
а- поперечное армирование; б- продольное армирование;
1-прямоугольная сетка; 2- сетка «зигзаг»; 3- продольная арматура;
4- хомуты.

Повышение несущей способности на сжатие кладки, усиленной сетчатым армированием, обусловлено восприятием сеткам и поперечных растягивающих усилий, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки; повышение несущей способности кладки учитывают в расчетах посредством введения условно повышенных прочностных и деформативных характеристик армирования. Продольное армирование кладки повышает ее несущую способность благодаря совместной работе кладки и арматуры. Одновременно повышается монолитность кладки, ее сейсмостойкость, обеспечивается совместная работа отдельных частей зданий.

Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки рекомендуется применять, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочность кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Сетчатое армирование не следует применять при эксцентриситетах действия ядра сечения (для прямоугольных сечений при $e>0.17h$, а также для гибких элементов при $e>0.17$или $\lambda_i>53$). В этих случаях армирование целесообразно использовать продольное армирование кладки.

· Сетчатое армирование дает эффект повышения несущей способности каменной кладки при соблюдении следующих условий: а) эксцентриситет не должен выходить за пределы ядра сечения (для прямоугольных элементов $e_0>0.17h$); б) гибкость сжатых элементов не должна превышать следующих величин: $\lambda_h<15$ или $\lambda_i<53$; в) минимальный процент армирования составляет 0,1%; г) высота ряда кладки не должна превышать150мм; д) процент армирования не должен быть выше определяемого $\mu \leq \frac{50R}{(1-2e_0/y)R_s}$ (4.18)

Центрально-сжатые элементы каменных конструкций, армированные сетками(например, столбы, фундаменты), рассчитывают аналогично неармированным элементам по формуле:

$N \leq m_g \varphi R_{sk} A.$ (4.19)

Внецентренно сжатые элементы каменных конструкций с сетчатым армированием (например, простенки, парапеты фундаменты) при поперечном сечении любой формы рассчитывают по формуле

$N \leq m_g \varphi_1 R_{sk1} A_s \omega.$ (4.20)

Для поперечных сечений прямоугольной формы формула (4.20) приобретает вид

$N \leq m_g \varphi_1 R_{sk1} A(1-2e_0/y)\omega$ (4.21)

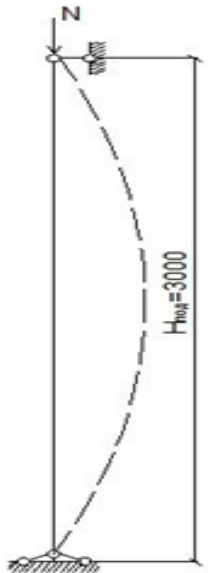
Сетчатое армирование кладки допускается в тех случаях, когда повышение марок кирпича, камня или раствора не обеспечивает требуемой прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена. Арматурные сетки рекомендуется укладывать с шагом s, но не реже чем через 5 рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через 4 ряда кладки – из утолщенного кирпича или через 3 ряда кладки из керамических камней.

Расстояние между стержнями сетки принимают в пределах 3см<< с<<12см, а диаметр стержней не менее 3 мм; толщина швов кладки должна превышать диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

Предельные диаметры арматуры в горизонтальных швах кладки не должен превышать 6 мм при пересечении арматуры в швах и 8 мм – при применении сеток типа «зигзаг».

4.8. Неармированная кладка

Пример 1. Центрально сжатый элемент



Произвести подбор квадратного поперечного сечения столба подвала. Расчетная схема столба показана на рис. 4.6.

Рис.4.6. Расчетная схема центрально нагруженного каменного столба подвала.

Кладка столба выполняется из кирпича марки 125 на растворе марки 50. Расчетное

сопротивление кладки сжатию R = 1.7 МПа (Таблица V.2), упругая характеристика кладки α=1000 (п. 7 Таблица V.8); группа кладки – I.

Вычисляем нагрузку N, приходящуюся на столб подвала, как сумму ее компонентов от всех вышележащих этажей с учетом собственной массы столбов, принимаемой приблизительно равной 5% от величины действующей на столб нагрузки, при этом для временной нагрузки на перекрытиях учитываем коэффициент сочетания ψ_n по формуле: $\psi_{n1} = 0.4 + \frac{\psi_{A1}-0.4}{\sqrt{n}}$

Решение. При $A_{гр}$ = 29,12 м^2 , A_1 = 9 м^2,

Ψ_{A1} = 0,4 + 0,6/$\sqrt{29,12/9}$ = 0,734, ψ_{n1} = 0.4 + (0,734 – 0.4) / $\sqrt{4}$ = 0,567;

N = $N_{подв} = (N_{покр} + 4 \cdot N_{пер}) \cdot \gamma_n \cdot 1.05$= {29,12·[(4,6 + 1,8) + 4· (5,06 + 0,567 · 2,4)] · 0,95 ·1,05= 931,83 кН

Пользуясь методом последовательного приближения, задаемся значением $\varphi=1$, тогда η=0 (табл.V.3), m_g= 1 (согласно формуле $m_g = 1 - \eta\frac{N_g}{N}\left(1 + \frac{1.2e_{0g}}{h}\right)$ и $(\varphi \cdot m_g)_{исх}$= 1·1= 1,0.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения столба из условия прочности

$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R} = \frac{931930}{1 \cdot 1 \cdot 1,7 \cdot (100)}$ = 5482 см^2.

Требуемый размер поперечного сечения столба

$\alpha = \sqrt{A} = \sqrt{5482}$= 74,0 *см.*

Исходя из стандартных размеров кирпича (250х120х65 мм) и толщины швов между ними (10мм), принимаем в первом приближении поперечное сечение столба равным 77х77 см.

Площадь поперечного сечения столба А=0,77·0,77 = 0,593 м^2>0.3 м^2 – расчетное сопротивление кладки не снижается.

По найденным размерам поперечного сечения столба уточняем значения коэффициентов φ и m_g:

$\lambda_h = l_0/h = 270/77 = 3.5$, *где* $l_0 = 0,9 \cdot H_{под} = 0,9 \cdot 300 = 270$ *см;* $\varphi = 1,0$;

$m_g = 1,0$, так как размер поперечного сечения столба $h = 77$ см > 30 см (см. примечание 2 к табл.3.1); $(m_g \cdot \varphi)_{получ}$=1 · 1=1,0.

Поскольку $\frac{(m_g \cdot \varphi)_{исх} - (m_g \cdot \varphi)_{получ}}{(m_g \cdot \varphi)_{исх}} \cdot 100\% = \frac{1 \cdot 1 - 1 \cdot 1}{1 \cdot 1} \cdot 100\% = 0 < 5\%$,

полученные в первом приближении размеры поперечного сечения кирпичного столба (77х77см) считаем окончательными.

Согласно требованиям Таблица V.5,6,, размер h поперечного сечения столба должен быть не менее

$h = \frac{H_{под}}{\beta \cdot K_p} = \frac{300}{25 \cdot 0,7} \approx 18\ см < 77 см$ - условие выполнено

<u>Пример 2. Центрально сжатый элемент</u>

Требуется проверить прочность кирпичного столба сечением 51х51 см (2х2 кирпича), расположенного на третьем этаже здания, рассматриваемого в настоящем разделе. Виды материалов для кладки столба и значения нагрузок приведены в описании рассматриваемого здания. Для кладки применяется

кирпич марки 125, раствор - марки 50; расчетное сопротивление кладки R=1.7 МПа. Упругая характеристика кладки α=100; группа кладки - *I*. Коэффициент сочетания для временных нагрузок ψ_{n1}, определяем по формуле $\psi_{n1} = 0.4 + \frac{\psi_{A1}-0.4}{\sqrt{n}}$, не учитывается, так как над рассчитываемым элементом располагается одно перекрытие. Расчетная схема столба показана на рис. 4.7.

Так как N= 402,6 кН > $N_{сеч}$ = 340,6 кН, то несущая способность (прочность) столба не обеспечивается.

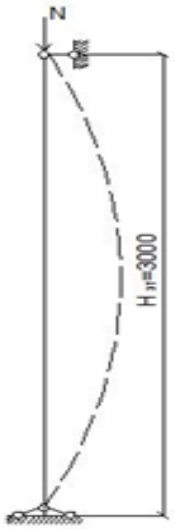


Рис.4.7. Расчетная схема центрально нагруженного каменного столба третьего этажа.

Решение. Расчетное усилие в нижнем сечении столба равно

$N= N_з=(N_{покр}+N_{пер})\cdot\gamma_n\cdot 1.05$=29,12 · [(4,6+ 1,8) + (5,06+ 2,4)] · 0,95· 1,05= 402,6 кН.

Несущую способность столба определяем по формуле $N \le m_g\cdot\varphi\cdot R\cdot A$, где A=51·*51=2601 см*^{2}; так как *h=51* см > 30 см, то m_g = 1,0. Расчетная высота столба l_0=0.9 · 3,3 = 2,97 м (рис 8.4), λ_h= 2.97/0,51= 5,82; по табл. 3.2 φ= 0,963;

A=0,2601 м^2 < 0,3 м^2 - расчетное сопротивление кладки умножаем на коэффициент условной работы γ_c = 0,8.

$N_{сеч}$ = 1· 0,963 · 0,8 · 1,7 · (100) · 2601 = 340647 Н ≈ 340,6 кН.

Несущая способность столба может быть повышена увеличением прочностных характеристик материалов кладки (марок материалов) или армированием кладки поперечными сетками. Размеры поперечного сечения столба удовлетворяет требованию

$h=\frac{H_{эт}}{\beta\cdot K_p} = \frac{330}{25\cdot 0,65}$ = 20,3 см < 51 см.

<u>Пример 3. Внецентренно-сжатый элемент</u>

Требуется запроектировать продольную наружную стену одноэтажного однопролетного производственного здания с упругой конструктивной схемой . Пролет здания 24 м, длина - 48 м. По торцам здания располагаются поперечные кирпичные стены. Несущими конструкциями покрытия здания являются стальные фермы, расположенные с шагом 6 м и опирающиеся на несущие простенки стены. По фермам укладываются сборные железобетонные плиты и устраивается теплая кровля. Стена опирается на каменный фундамент в уровне бетонной подготовки под полы . Высота стены до уровня опирания на нее ферм покрытия 6 м. В стене устраиваются оконные проемы шириной 1,84 м и высотой 3,6 м. Низ оконных проемов располагается на отметке 1,0 м, верх -4,6 м. поперечное сечение простенков (несущих, расположенных под опорами стропильных ферм, и самонесущих) 116х51 см (рис.4.7). Кладка стен выполняется из полнотелого силикатного кирпич а марки 100 на цементно-песчаном растворе марки 50. Упругая характеристика кладки α=750. Расчетное

продольное усилие в уровне верха оконного проема от опорного давления фермы и нагрузки от собственного веса участка стены, расположенного выше верха оконного проема, равно N= 530 кН. Стропильная ферма опирается на стену через опорный стальной лист с размерами bxh = 20·25 см на глубину α = 25 см. Опорная реакция, передающаяся на стену от стропильной фермы, равна P = 490 кН. Уровень ответственности здания II (нормальный) - γ_n = 0,95.

Решение. Выполняем сравнение $\beta = H/h$ с предельно допустимым значением, используя данные Таблица V.5,6 и 7. Свободная длина стены (длина здания) l=48 м > 3,5·6= 21м, поэтому к значению b по табл. 5.2 для I группы кладки вводим поправочные коэффициенты Таблица V.6:а)

учитывающий наличие проемов $K_1 = \sqrt{A_n/A_b} = \sqrt{2 \cdot 1{,}16 \cdot 0{,}51/6 \cdot 0{,}51}$ = 0,622;

б) учитывающий, что l=48 м > 3,5 · H = 3,5 · 6 = 21 м, K_2= 0,8;

К = $K_1 \cdot K_2$ = 0,622 · 0,8 = 0,498 - полученное значение коэффициента меньше коэффициента снижения гибкости, установленного для столбов, который при меньшем размере поперечного сечения столба 50-69 см равен 0,65 (прим. 1 к табл.V.6). Поэтому окончательно принимаем К=0,65. Тогда допустимое предельное отношение составит β = 25 · 0,65 = 16,25, что больше принятого в примере ß = 6,0/0,51 = 11,76, т.е. требование по гибкости удовлетворяется.

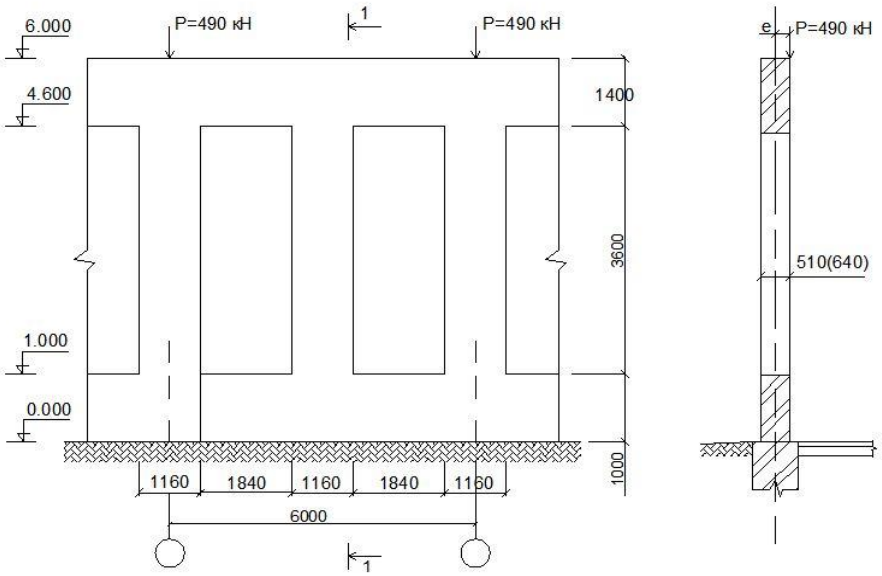


Рис. 4.7. К расчету простенка одноэтажного производственного здания

Эксцентриситет опорной реакции строительной фермы равен

$e = h/2 - a/3$ = 0,51/2 - 0,25/3 = 0,172 м.

Изгибающий момент инерции в сечении простенка на уровне верха оконного проема равен

M = P · e · $H_{ок}^{верх}/H_{эт}$ = 490 · 0,172 · 4,6/6,0 = 64,6 кН · м.

Несущую способность сечения простенка определяем по формуле $N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega$; $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$.

Эксцентриситет расчетного продольного усилия равен

e_0 = M/N = 64,6/530 = 0,122 м < 0,7 · y = 0,7 · 0,51/2 = 0,178 м - расчет по раскрытию трещин в швах кладки не требуется.

A= 51·116 = 5916 см^2 = 0,5916 м^2 > 0,3 м^2;

$A_c = A \cdot (1 - 2 \cdot e_0/h)$ = 5916 · (1 - 2 · 12.2/51)= 30856 см^2;

$h_c = h - 2 \cdot e_0$ = 51 - 2 · 12,2 = 26,6 см; l_0 =1,5 · H = 1,5 · 6 = 9 м (см. табл. 3.3);

$\lambda_h = l_0/h$ = 9,0/0,51 = 17,64; φ = 0,639 (см. табл. 3.2); $\lambda_{h\ c} = H_{эт}/h_c$ = 6,0 / 0,266 = 22,55;

φ_c = 0,519; $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$= (0,639 + 0,519)/2 = 0,579;

ω = 1+ 0,122/0,51 = 1,239 < 1,45; m_g = 1,0, так как h = 51 см > 30 см;

Расчетное сопротивление кладки равно R = 0,85 · 1.5 = 1,275 МПа, где k = 0,85 - коэффициент по прим. 1 к Таблица V.2.

$N_{сеч}$ = 1,0 · 0,579 · 1,275 · (100) · 3085,6 · 1,239 = 282227 Н = 282.2 кН < N = 530,0 кН - несущей способности простенка недостаточно.

Повышение несущей способности простенка может быть осуществлено по двум вариантам:

а) увеличением прочностных характеристик применяемых для кладки материалов (марки кирпича и раствора);

б) армированием кладки поперечными сетками.

Расчеты, выполненные по варианту а), показывают, что при принятой толщине стены 51 см прочность простенка обеспечивается только при использовании для кладки кирпича марки 250 и раствора марки 200 (R = 0,85 · 3,6 = 3,06 МПа) или кирпича марки 300 и раствора марки 150 (R = 0,85 · 3,6 = 3,06 МПа). Однако, указанные марки кирпича нашей промышленностью практически не выпускаются, поэтому этот путь реализовать не реально. Кроме

отмеченного пути повышения несущей способности простенка (стены) можно увеличить его толщину.

Рассмотрим вариант повышения несущей способности простенка б), т.е. с армированием его ортогональными сетками из холоднотянутой проволоки класса В500 (Вр - I). Так как e_0 = 0,122 м > 0,17 · 0,51· h = 0,17 · 0,51 = 0,0867 см и l_h = 17,64 > 15, то поперечное армирование прочности кладки не повышает. В связи с этим увеличиваем толщину стены, принимая ее равной 64 см (2,5 кирпича) при сохранении первоначально принятых марок материалов. В этом случае e = 0,64/2 - 0,25/3 = 0,237 м, M= 490 · 0,237 · 4,6/6,0 = 89,03 МкН · м; N = 540,6 кН (с учетом увеличения нагрузки от собственного веса стены); е = 89,03/540,6 = 0,165 м > 0,17 · 1,64 = 0,109 м, поэтому смещаем опорную пластину стропильной фермы на 8 см от внутренней плоскости стены.

Тогда e = 0,64/2 - (0,25/3 + 0,08) = 0,157 м;

M = 490 · 0,157 · 4,6/6,0 = 58,98 кН · м;

e_o = 58,98/540,6 = 0,109 м = 0,17 · 0,64 = 0,109 м;

λ_h = 9,0/0,64 = 14,06 < 15 - применение поперечного армирования приемлемо. При отсутствии поперечного армирования с учетом увеличения толщины стены до 64 см ее несущая способность составит: A= 116 · 64 = 7424 см^2; A_c = 7424 · (1-2 · 10,9/64)= 4895,2 см^2; h_c= 64-2 · 10,9 = 42,2 см;

При λ_h =14,06; φ= 0,728; λ_{hc}= 6,0/0,422 = 14,21; φ_c= 0,725;

φ_1= (φ + φ_c)/2 = (0,728 + 0,725)/2 = 0,726; ω = 1 + 0,109/0,64 = 1,17 < 1,45; m_g = 1,0 так как h = 64 см > 30 см;

$N_{сеч}$ = 1,0 · 0,726 · 1,275 · (100) · 4895,2 · 1,17 = 530155 Н = 530,15 кН < N =540,6 кН - несущая способность простенка обеспечивается незначительно, поэтому целесообразно повысить марку раствора до 75 по сравнению с применением поперечного армирования. В этом случае расчетное сопротивление кладки R=1,7 МПа и $N_{сеч}$= 706,8 кН > N= 540,6 кН - прочность простенка обеспечена.

Кладка с поперечной сетчатой арматурой

Пример 4. Центрально сжатый элемент с поперечной сетчатой арматурой (задача 2-го тира)

Требуется выполнить подбор сечения кирпичного столба подвала, рассмотренного в примере 1, в случае армирования его поперечными сетками.

Данные для расчета по характеристикам материалов кладки и величине действующих на столб нагрузок те же, что и в примере 1. Дополняя их необходимыми сведениями по арматуре, отметим, что сетчатое армирование будет осуществляться из обыкновенной холоднотянутой проволоки класса В500 (Вр - I), расчетное сопротивление которой в кладке R_s = 250 МПа (Табл V.1), а нормативное - R_{sn} = 500 МПа.

Задача сводится к подбору минимально возможных размеров поперечного сечения столба подвала, позволяющих удовлетворить условие $N \leq m_g \varphi_1 R_{sk} A$

Решение. Принимаем максимально возможное значение расчетного сопротивления армированной сетками кладки сжатию R_{sk} = 2,0 · R = 2 · 1,7= 3,4 МПа.

По формуле $R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R$ определяем необходимый процент армирования, обеспечивающий прочность кладки R_{sk}

$$\mu = \frac{R_{sk} - R}{2 \cdot R_s} \cdot 100\% = \frac{3.4 - 1.7}{2 \cdot 250} \cdot 100\% = 0{,}347\%.$$

Учитывая допустимые границы армирования, можно записать

μ_{min} = 0,1% < μ = 0,347% < μ = 50 · R/R_s = 50 · 1,7/250 = 0,354%

(<μ_{min} = 1%).

Принимая диаметр стержней сеток d= 5мм, A_{st}= 0.196 см^2 и размер ячеек сетки c= 4,5 см, определяем необходимый шаг сеток s по высоте кладки из выражения $\mu = \frac{2R_{st}}{cs} \cdot 100\%$

$$s = \frac{2 \cdot A_{st}}{\mu \cdot c} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0.196}{0.347 \cdot 4.5} \cdot 100 = 25.1 \text{ см}$$

Выражаем полученное значение через s эквивалентное число n рядов кладки. Значение s получаем при суммировании высоты ряда кирпичной кладки $h_{р.кл.}$=6,5 см (высота кирпича) и толщины шва 1- 1,2 см, т.е. 7,5 - 7,7 см,

Тогда s= 25,1/7,7= 3,26n.

Устанавливаем сетки с шагом s, равным трем рядам кладки, что не выходит за пределы эффективного армирования 2 - 5 рядов кладки.

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием по формуле $R = A * R_1 \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2R_1}}\right)$ равна a_{sk} = 1000 · 3,4/6,87 = 494, где R_u = 2 · 1,7 = 3,4 МПа,

R_{sku} = 2 · 1,7 + 2 · 0,347 · 500/100= 6,87 МПа.

Принимая $m_g \cdot \varphi$ = 1,0 , вычисляем в первом приближении размеры поперечного сечения армированного столба из условия прочности.

$$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk}} = \frac{931930}{1 \cdot 3.4 \cdot (100)} = 2741\ см^2, \alpha = \sqrt{A} = \sqrt{2741} = 52{,}4\ см$$

(для сравнения смотри размеры поперечного сечения столба в примере 1).

Исходя из размеров стандартного кирпича и наличия швов между ними принимаем α = 64 см. Так как A = 0,64^2 = 0,4096 м^2 > 0,3 м^2, то расчетное сопротивление кладки не снижается.

По найденным размерам поперечного сечения столба и вычисленной упругой характеристике кладки уточняем значение произведения $m_g \cdot \varphi$, принимая l_0= 0,9 · 300 = 270 см.

По линейной интерполяции Таблица V.4 φ= 0,983, m_g = 1,0 т.к. h = 64 см > 30 см. Тогда

$$\frac{(m_g \cdot \varphi)_{исх} - (m_g \cdot \varphi)_{получ}}{(m_g \cdot \varphi)_{исх}} \cdot 100\% = \frac{1 \cdot 1 - 1 \cdot 0{,}983}{1 \cdot 1} \cdot 100\% = 1{,}7\% < 5\%$$

неравенство удовлетворяется.

Расчет по прочности на этом заканчивается.

Согласно требованиям Таблица V.5,7 размер поперечного сечения столба должен быть не менее 25·0,65 = 16,25 см. Так как α = 64 см > 16,25 см, требование Таблица V.5,7 удовлетворяется.

Приложения

Таблица I.I

Приложение 1. Основные сведения о бетонах. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt}, МПа

Таблица 1.2

Расчетное сопротивление бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа.

Вид сопротив-ления	Бетон		Класс бетона по прочности на сжатие											
			B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	Тяжелый и мелкозернистый	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
			7,5	9,5	11	18,5	15	22	22,5	29	32	36	39,5	43
		Легкий	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	—	—	—	—
	Легкий	Тяжелый	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
		Мелкозернистый группы	7,5	9,5	11	18,5	15	22	22,5	29	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	А	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	—	—	—	—
			0,85	1	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
		Б	0,45	0,57	0,64	0,77	0,9	1	—	—	—	—	—	—
	Мелкозернистый группы	В	—	—	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
		Легкий при мелком заполнителе												
		А	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	—	—	—	—
		Б	0,7	0,85	0,95	1,15	1,35	1,5	—	—	—	—	—	—
		Плотном	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	—	—	—	—
		В	—	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	—
		Пористом	0,57	0,66	0,74	0,8	0,9	1	1,1	1,2	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_{bt,ser}$	Легкий при мелком заполнителе													
	Плотном	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	—	—	—	—	
	Пористом	0,85	1	1,1	1,2	1,35	1,5	1,65	1,8	—	—	—	—	

	Класс бетона по прочности на сжатие

Таблица 1.3

Начальные модули упругости бетоны при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа.

	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый :	18	21	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
Естественного отвердения												
Подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	16	19	20,5	24	27	29	31	32,5	34	35	35,5	36
Мелкозернистый групп А- Естественного твердения	15,5	17,5	19,5	22	24	26	27,5	28,5	—	—	—	—
Подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	14	15,5	17	20	21,5	23	24	24,5	—	—	—	—
Б- Естественного твердения	14	15,5	17	20	21,5	23	—	—	—	—	—	—
Подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	13	14,5	15,5	17,5	19	20,5	—	—	—	—	—	—
В- автоклавного твердения	—	—	16,5	18	19,5	21	22	23	23,5	24	24,5	25
Легкий при марке по средней плотности 1400	11	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	—	—	—	—	—	—
1600	12,5	13,5	14	15,5	16,5	17,5	18	—	—	—	—	—
1800	14	14,7	15,5	17	18,5	19,5	20,5	21	—	—	—	—
2000	16	17	18	19,5	21	22	23	23,5	—	—	—	—

Таблица II.1

Приложение II. Основные сведения об арматурных сталях

Расчетные сопротивления основных видов стержневой и проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа.

Вид арматуры	Вид сопротивления		
	Растяжению		Сжатию R_{sc}
	Продольной R_s	Поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Стержневая арматура классов:			
A-I	225	175	225
A-II	280	225	280
A-III диаметром, мм			
6…8	355	285·	355
10…40	365	290*	365
A-IV	510	405	400
A-V	680	545	400
A-VI	815	650	400
Проволочная арматура классов:			
Вр-I диаметром			
3-5	410	290**	375
B-II диаметром, мм:			
3	1250	1000	500
4-5	1170	940	500
6	1050	835	500
7	1000	785	500
8	945	730	500
Вр-II диаметром, мм:			
3	1250	1000	500
4-5	1170	940	500
6	1000	785	500
7	975	730	500
8	850	680	500
К-7 диаметром, мм:			
6-12	1250	1000	500
15	1180	945	500
К-19 диаметром, мм:			
14	1250	1000	500

Таблица 11.2

Нормативные сопротивления и модули упругости сосновных видов стержневой и проволочной арматуры, МПа

Вид арматуры	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы R_s, R_{ser}	Модуль упругости арматуры E_s
Стержневая арматура классов:		
A-I	235	210 000
A-II	295	210 000
A-III	390	200 000
A-IV	590	190 000
A-V	785	190 000
A-VI	980	190 000
Проволочная арматура классов:		
Вр-I диаметром, :		
3-5	490	170 000
Вр-II диаметром, :		
3	1500	200 000
4-5	1400	200 000
6	1300	200 000
7	1200	200 000
8	1100	200 000
Вр-II диаметром, :		
3	1500	200 000
4-5	1400	200 000
6	1200	200 000
7	1100	200 000
8	1000	200 000
К-7 диаметром, :		
6-12	1500	180 000
15	1400	180 000
К-19 диаметром, мм:		
14	1500	180 000

Таблица II.3

Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Сортамент стержневой арматуры и арматурной проволоки

Нормальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения стержневой арматуры и арматурной проволоки, мм^2, при числе стержней									Теоретическая масса 1м, кг	Сортамент арматуры						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I A-III	A-II	A-IV A-VI	A_τ - IV_c A_τ - V	A-V	B_p - 1	B-II B_p-II
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,055	—	—	—	—	—	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,099	—	—	—	—	—	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,154	—	—	—	—	—	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,212	+	—	—	—	—	—	+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302	—	—	—	—	—	—	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	—	—	—	—	—	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	—	—
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	—	—
14	159,3	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	+	—	—
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	—	—
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+	—	—
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	++	+	+	—	—
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+	—	—
25	490,9	982	1473	1963	2425	2945	3436	3927	4418	3,840	+	+	—	+	+	—	—
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,830	+	+	—	+	+	—	—
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,300	+	+	—	—	+	—	—
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,990	+	+	—	—	—	—	—
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	—	—	—	—	—

Таблица 11.4

Сортамент арматурных канатов класса К-7

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм^2, при их числе									Теоретическая масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	0,172
9	51	102	153	204	255	306	357	408	459	0,402
12	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4	0,714
15	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1,116

Таблица 11.5

Соотношение между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположения в каркасе, мм	-	40	40	40	50	50	50	50	60	60	60	70	70	80	80

Приложение III. Основные характеристики арматурных сеток по ГОСТ 8478 - 81

Ном		Ширина	Усилие, воспринимаемое

ер сетки	Марка сетки	сетки, мм	арматурой, R_s, A_s, Н/м	
			продольной	поперечной
1	$\frac{5B_pIV-100}{5B_p1-100}\ 1040XL\frac{C_1}{20}$	1040	74630	70560
2	$\frac{5B_p1-200+(x100)+200}{5B_p1-150}\ 1040XL\frac{C_1}{20}$	1140	61890	47040
3	$\frac{4B_p1-(x200)+100}{4B_p1-(x200)+100}\ 1040XL\frac{C_1}{20}$	1140	28240	22990
4	$\frac{5B_p1-100}{5B_p1-100}\ 1280XL\frac{C_1}{40}$	1280	71660	70560
5	$\frac{5B_p1-100}{5B_p1-50}\ 1280XL\frac{C_1}{40}$	1280	71660	141120
6	$\frac{4B_p1-200}{4B_p1-300}\ 1290XL\frac{C_1}{45}$	1290	24960	15330
7	$\frac{4B_p1-200}{6AIII-200}\ 1290XL\frac{C_1}{45}$	1290	24960	50230
8	$\frac{4B_p1-200}{8AIII-200}\ 1290XL\frac{C_1}{45}$	1290	24960	89280
9	$\frac{4B_p1-(x200)+100}{4B_p1-(x200)+100}\ 1340XL\frac{C_1}{20}$	1340	27460	22990
10	$\frac{4B_p1-200}{4B_p1-200}\ 1440XL\frac{C_1}{20}$	1440	25550	22990
11	$\frac{4B_p1-200}{5B_p1-200}\ 1440XL\frac{C_1}{20}$	1440	25550	35280
12	$\frac{4B_p1-200}{4B_p1-100}\ 1500XL\frac{C_1}{30}$	1500	24530	45990
13	$\frac{5B_p1-100}{5B_p1-100}\ 1540XL\frac{C_1}{20}$	1540	73310	70560
14	$\frac{5B_p1-100}{5B_p1-50}\ 1540XL\frac{C_1}{20}$	1540	73310	141120
15	$\frac{4B_p1-200}{4B_p1-200}\ 1660XL\frac{C_1}{30}$	1660	24930	45990
16	$\frac{4B_p1-200}{4B_p1-200}\ 1660XL\frac{C_1}{30}$	1660	24930	22990
17	$\frac{5B_p1-200}{5B_p1-100}\ 2350XL\frac{C_1}{25}$	2350	72060	70560
18	$\frac{5B_p1-(x150)+100}{5B_p1-150}\ 2350xL\frac{C_1}{25}$	2350	51040	47040
19	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{5B_p1-200}\ 2350XL\frac{C_1}{25}$	2350	39030	35280
20	$\frac{5B_p1-100}{5B_p1-100}\ 2350X6050X25$	2550	71940	70560
21	$\frac{5B_p1-(X200)+(X100)}{5B_p1-150}\ 2940X6050X25$	2550	49810	47040

22	$\frac{5B_p1-200}{5B_p1-150}\ 2660XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	37140	47040
23	$\frac{5B_p1-200}{6AIII-100}\ 2660XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2660}{2330}$	24210	66980
24	$\frac{5B_p1-(X200)+170}{6AIII-100}\ 2830XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	37400	70560
25	$\frac{4B_p1-(X200)+170}{6AIII-100}\ 2830XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2830}{2390}$	24380	100460
26	$\frac{3B_p1-(X200)+(X100)}{3B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	18110	10650
27	$\frac{3B_p1-100}{3B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	27170	10650
28	$\frac{4B_p1-(X200)+(X100)}{3B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	31290	10650
29	$\frac{4B_p1-(X200)+(X100)}{3B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	25030	10650
30	$\frac{4B_p1-100}{3B_p1-200}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	46930	13310
31	$\frac{4B_p1-(X200)+(X100)}{3B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	25030	18400
32	$\frac{5B_p1-(X200)+(X100)}{3B_p1-200}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	18400	13310
33	$\frac{4B_p1-(X200)+100}{4B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	38400	18400
34	$\frac{4B_p1-100}{4B_p1-(X250)+100}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	46930	18400
35	$\frac{4B_p1-100}{4B_p1-200}\ 2940XL\frac{C_1}{20}$	2940	46930	22990
36	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{5B_p1-150}\ 2960XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	38140	47040
37	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{6AIII-150}\ 2960XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	38140	66980
38	$\frac{4B_p1-(X200)+100}{8AIII-150}\ 2960XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{2960}{2590}$	24860	119040
39	$\frac{5B_p1-200}{5B_p1-150}\ 3030XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	37260	47040
40	$\frac{5B_p1-200}{6AIII-150}\ 3030XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	37260	66980
41	$\frac{4B_p1-200}{8AIII-150}\ 3030XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3030}{2650}$	24290	119040
42	$\frac{5B_p1-200}{5B_p1-150}\ 3260XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3260}{2850}$	36800	47040
42	$\frac{5B_p1-200}{5B_p1-150}\ 3260XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3260}{2850}$	36800	47040
43	$\frac{4B_p1-200}{8AIII-150}\ 3260XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	23980	119040

44	$\frac{5B_p1-200}{6AIII-150}\ 3260XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{3260}{2850}$	36800	66980
45	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{5B_p1-150}\ 3330XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	38140	47040
46	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{6AIII-150}\ 3330XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	38140	66980
47	$\frac{4B_p1-(X200)+100}{8AIII-150}\ 3330XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3330}{2920}$	24860	119040
48	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{6AIII-150}\ 3560XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	37660	66980
49	$\frac{5B_p1-(X200)+100}{8AIII-150}\ 3560XL\frac{C_1}{30}$	$\frac{3560}{3120}$	37660	119040
50	$\frac{5B_p1-200}{6AIII-150}\ 3630XL\frac{C_1}{15}$	$\frac{3630}{3180}$	36930	66980

Приложение IV. Таблицы для расчета изгибаемых и сжатых элементов.
V.1.Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,31	0,845	0,262	0,61	0,695	0,424
0,02	0,99	0,02	0,32	0,84	0,269	0,62	0,69	0,428
0,03	0,985	0,03	0,33	0,835	0,267	0,63	0,685	0,432
0,04	0,98	0,039	0,34	0,83	0,282	0,64	0,68	0,435
0,05	0,975	0,049	0,35	0,825	0,289	0,65	0,675	0,439
0,06	0,97	0,058	0,36	0,82	0,295	0,66	0,67	0,442
0,07	0,965	0,068	0,37	0,815	0,302	0,67	0,665	0,446
0,08	0,96	0,077	0,38	0,81	0,308	0,68	0,66	0,499
0,09	0,955	0,086	0,39	0,805	0,314	0,69	0,655	0,452
0,1	0,95	0,095	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,11	0,945	0,104	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,12	0,94	0,113	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,13	0,935	0,122	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,14	0,93	0,13	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,15	0,925	0,139	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,16	0,92	0,147	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,17	0,915	0,156	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,18	0,91	0,164	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,19	0,905	0,172	0,49	0,755	0,37	1	0,5	0,5
0,2	0,9	0,18	0,5	0,75	0,375	—	—	—
0,21	0,895	0,188	0,51	0,745	0,38	—	—	—
0,22	0,89	0,196	0,52	0,74	0,385	—	—	—
0,23	0,885	0,204	0,53	0,735	0,39	—	—	—
0,24	0,88	0,211	0,54	0,73	0,394	—	—	—
0,25	0,875	0,219	0,55	0,725	0,399	—	—	—
0,26	0,87	0,226	0,56	0,72	0,403	—	—	—
0,27	0,865	0,234	0,57	0,715	0,407	—	—	—
0,28	0,86	0,241	0,58	0,71	0,412	—	—	—
0,29	0,855	0,243	0,59	0,705	0,416	—	—	—
0,3	0,85	0,255	0,6	0,7	0,42	—	—	—

Таблица IV.2

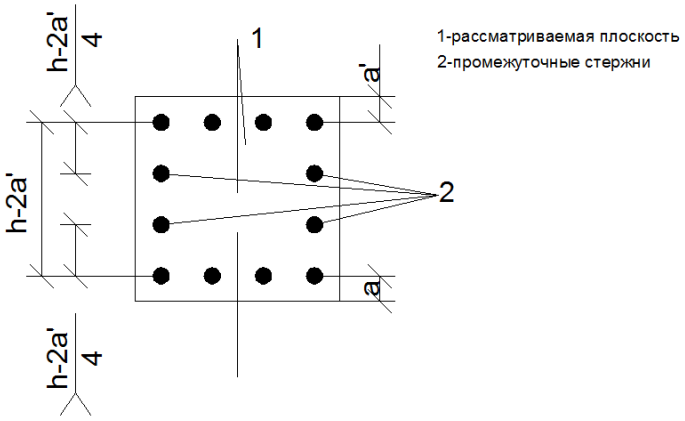
Значение коэффициентов ξ_n и α_n для элементов из тяжелого бетона без предварительного напряжения

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Обозн-ачение	Классы бетона							
			B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
0,9	A-I	ξ_R	0.7	0.675	0.651	0.631	0.612	0.593	0.57	0.551
		α_R	0.455	0.477	0.439	0.432	0.425	0.417	0.407	0.339
	A-II	ξ_R	0.681	0.656	0.632	0.612	0.592	0.573	0.55	0.531
		α_R	0.449	0.441	0.432	0.425	0.417	0.409	0.399	0.39
	A-III(Ø10-40), B_p-I(Ø4.5)	ξ_R	0.654	0.628	0.604	0.583	0.564	0.544	0.521	0.503
		α_R	0.44	0.431	0.422	0.413	0.405	0.396	0.385	0.376
1,0	A-I	ξ_R	0.673	0.645	0.618	0.596	0.575	0.553	0.528	0.508
		α_R	0.446	0.437	0.427	0.419	0.410	0.4	0.389	0.379
	A-II	ξ_R	0.651	0.623	0.595	0.573	0.552	0.53	0.505	0.485
		α_R	0.439	0.429	0.418	0.409	0.399	0.39	0.378	0.367
	A-III(Ø10-40), B_p-I(Ø4.5)	ξ_R	0.619	0.59	0.563	0.541	0.519	0.498	0.473	0.453
		α_R	0.427	0.416	0.405	0.395	0.384	0.374	0.361	0.351

Таблица IV.3

Коэффициенты φ_b и φ_{sb} для расчета сжатых элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом

Коэффициент	N_1/N	При l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
	0.5	0.92	0.91	0.9	0.89	0.86	0.82	0.78	0.72
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.82	0.76	0.69	0.61
φ_{sb}		А. При $\grave{a} = \grave{a}' < 0.15h$ и отсутствие промежуточных стержней или площади сечения этих стержней менее $A_{s,tot}/3$							
	0	0.93	0.92	0.91	0.9	0.89	0.88	0.86	0.84
	0.5	0.92	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.83	0.79
	1	0.92	0.91	0.9	0.89	0.87	0.84	0.79	0.74
		Б. при $025h > \grave{a} = \grave{a}' \geq 0.15h$ или при площади сечения промежуточных стержней равной или более $A_{s,tot}/3$, независимо от величины а.							
	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,88	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,7	0,63



Приложение V. Каменная кладка

Таблица V.1

Сопротивления арматуры в армированной кладке

Вид армирования конструкции	Класс арматуры					
	А240		230		В500(Вр-1)	
	R_{sn}, МПа (кгс/см^2)	R_s, МПа (кгс/см^2)	R_{sn}, МПа (кгс/см^2)	R_s, МПа (кгс/см^2)	R_{sn}, МПа (кгс/см^2)	R_s, МПа (кгс/см^2)
1)Сетчатое армирование	240 (2450)	160 (1630)	-	-	500 (5100)	250 (2530)
2)продольная арматура в кладке:						
а)продольная арматура растянутая	240 (2450)	215 (2190)	300 (3060)	270 (2750)	500 (5100)	415 (4230)
б) то же, сжатое	240 (2450)	180 (1835)	300 (3060)	190 (1925)	500 (5100)	215 (2190)
в)отогнутая арматура и хомуты	240 (2450)	136 (1385)	300 (3060)	215 (2190)	500 (5100)	180 (1835)
3)анкеры и связи в кладке:						
а) на растворе марки 25 и выше	240 (2450)	195 (1970)	300 (3060)	243 (2475)	500 (5100)	330 (3340)
б) на растворе марки 10 и ниже	240 (2450)	108 (1095)	300 (3060)	135 (1375)	500 (5100)	250 (2535)

Примечания:

1. *При применении других видов арматурных сталей расчетное сопротивления, приведенные в СП-52-101-2003, принимаются не выше, чем для арматуры классов А300 или соответственно В500.*
2. *При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетное сопротивления арматур при сетчатом армировании принимаются с дополнительным коэффициентом условий работы γ_{cs1}: γ_{cs1}=0.5– сжатие кладки в стадии оттаивания; γ_{cs1}=0.7- тоже отвердевшей(после оттаивания).*

Таблица V.2

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12мм, пустотностью до 15% при высоте кладки 50-150мм на тяжелых растворах

марка кирпича или камня	марка раствора								прочность раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
300	3,9	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1
150	2,6	2,4	2,2	2	1,8	1,5	1,3	1,2	1	0,8
125	-	2,2	2	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2	1,8	1,7	1,5	1,3	1,1	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
25	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечания:

1. *Расчетные сопротивления кладки для растворов марок от 4 до 50 снижаются умножением на понижающие коэффициенты: 0,85- для кладки на жестких цементных растворах(без добавления глины или извести), на легких известковых растворах в возрасте до 3 месяцев; 0,9- для кладки на цементных растворах(без извести или глины) с ограниченными пластификаторами.*
2. *Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых(с круглыми пустотами диаметром более 35 мм и пустотностью до 25%) кирпичей толщиной 88мм и камней толщиной 138мм принимаются с коэффициентами: 0,8- на растворах нулевой прочности 0,2МПа; 0,85; 0,9 и 1,0- соответственно на растворах марок 4,10,25 и выше*

Таблица V.3

Значение коэффициента η

гибкость		процент продольного армирования для кладки			
λ_h	λ_i	из глиняного кирпича и керамических камней; из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов		из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона на пористых заполнителях; крупных блоков из ячеистого бетона	
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
1	2	3	4	5	6
≤10	≤35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	0	0,2	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,3

Примечания:

1. *Для неармированной кладки значения коэффициента* h *принимаются, как для кладки с армированием – 0,1% и менее. При армировании более 0,1 и не менее 0.3% коэффициенты* h *определяются интерполяцией.*
2. *При толщине стен 30 см и более или радиусе инерции сечения 8,7 см и более длительность действия нагрузки допускается не учитывать, т.е* m_g *принимается равным 1.*
3. *Коэффициенты продольного изгиба φ принимаются в зависимости от гибкости элемента и упругой характеристики кладки. Значение коэффициентов приведены в таблице 3.2.*

Таблица V.4

Значения коэффициентов продольного изгиба φ

гибкость		значение упругой характеристики кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,6	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,92	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,9	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,86	0,59	0,5	0,39	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

Таблица V.5.

Предельные отношения β=H/h для стен без проемов, несущих нагрузок от перекрытий, при свободной длине стены менее 2.5H(для кладок из каменных материалов правильной формы)

Марка раствора	Предельные отношения β при группе кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	-	-
25	22	20	17	-
10	20	17	15	14
4	-	15	14	13

Таблица V.6

Поправочные коэффициенты К к предельным отношениям для различных условий конструирования стен и перегородок

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент К
Стены с проемами	$\sqrt{\frac{A_n}{A_b}}$
Перегородки с проемами	0,9
Стены и перегородки при свободной их длине от перекрытий или покрытий при толщине, см: 25 и более 10 и менее	 1,2 1,8
Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами от 2.5 до 3.5H	0,9
Тоже при *l*>3.5H	0,8
Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Таблица V.7.

Коэффициенты снижения предельных отношений β для столбов

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Столбы из кирпича и камней правильной формы	Столбы из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,60
70-89	0,7	0,55
50-69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

Примечание: предельные отношения β несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься кА как для столбов с высотой, равной высоте проемов.

Таблица V.8

Значения упругой характеристики кладки

№	Вид кладки	Марка раствора			Прочность раствора, МПа	
		25-200	10	4	0,2	нулевая
1	Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\rho \geq 1800$ кг/м^3)	1500	1000	750	750	500
2	Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3	Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителей и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителей, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4	Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов: автокланых неавтоклавных	 750 500	 750 500	 500 350	 500 350	 350 350
5	Из камней из ячеистых бетонов: автоклавных неавтоклавных	 750 500	 500 350	 350 200	 350 200	 200 200
6	Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
7	Из кирпича глиняного пластического прессования, полнотелого; из пустотелых силикатных камней; из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного; из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8	Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9	Из кирпича глиняного полусухого прессования, полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания:

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$(l0-расчетная высота элемента; i-наименьший радиус инерции сечения элемента; h-меньший размер прямоугольного сечения) разрешается принимать значение упругой характеристики кладки из кирпича всех видов такими же, как из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в п.7-9 таблицы значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной α=2000. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики, представлены в табл. 2.12 и принимается с коэффициентом 0,7

Список литературы

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. -6-е изд., репринтное. -М.: ООО «Бастет». 2009г.-768с.
2. Кумпяк О.Г., Галяутдинов З.Р., Пахмурин О.Р., Самсонов В.С. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник –М. Издательство АСВ. 2011. -672с.
3. Железобетонные и каменные конструкции. Учебное пособие по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов направления подготовки бакалавров 270800. 62- «Строительство» . Махачкала: ДГТУ, 2014. - 101с. с ил.
4. СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003).
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) М.:ЦИТП, 1989-192с.
6. Бондаренко В.М., Суворин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для студентов вузов. М.: Высшая школа, 1987-384с.: ил.
7. Маилян Р.Л., Маилян Д.Р. Проектирование и расчет железобетонных конструкций. Учебное пособие:- Ростов на Дону, 1992,-121с.
8. Бородачев Н.А. Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ. Учебное пособие. Издание второе ,переработанное и дополненное. Самара. 2014г. -255с.
9. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. –М.: Издательство АСВ, 2006.-586с.

10. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 11-22-81*. –М.: ФАУ «ФЦС». 2012. -78с.
11. СП 20.13330.2018. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. СНиП 2.01.07-85*.