

**ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр**

# **Строительные конструкции**

## **Лекция №17**



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

www: [mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/](http://mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/)

e-mail: [gbk@mgsu.ru](mailto:gbk@mgsu.ru); [dpekin@mail.ru](mailto:dpekin@mail.ru)

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.

# Лекция №17 – Каменные конструкции

- Общие сведения
- Расчетные характеристики материалов
- Стадии НДС каменной кладки при сжатии
- Расчет конструкций по первой группе предельных состояний:
  - Централно сжатые каменные элементы
  - Внецентренно сжатые каменные элементы
  - Изгибаемые каменные элементы
  - Расчет элементов, растяжение, срез и местное сжатие
- Армокаменные конструкции
  - Расчет армокаменных элементов с сетчатым армированием

# Каменные и армокаменные конструкции

Представляют собой комбинацию различного вида **камней**, строительных **растворов** и стальной **арматуры**, а также утеплителя при необходимости (в ограждающих конструкциях)

Эксплуатационные свойства каменных конструкций зависят от вида и физико-механических свойств примененных материалов

Материалы для каменных и армокаменных конструкций отличаются повышенными долговечностью, сопротивлением силовым и температурным воздействиям

**Долговечность** каменных материалов в значительной степени определяется их **морозостойкостью** и обозначается маркой **F**, означающей количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии без разрушения (расслоение, растрескивание, выкрашивание)

# Классификация каменных стен:

- **Несущие**, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра также нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. п.
- **Самонесущие**, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей зданий и ветровую нагрузку
- **Ненесущие** (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м, при большей высоте этажа эти стены относятся к самонесущим
- **Перегородки** – внутренние стены, воспринимающие нагрузки только от собственного веса и ветра (при открытых оконных проемах) в пределах одного этажа при высоте его не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа условно относятся к самонесущим

# Раствор и арматура для каменной кладки

Раствор это правильно подобранная смесь **вяжущего**, мелкого **заполнителя** и **воды** и при необходимости специальных **добавок**. Растворы предназначены для связывания между собой отдельных камней и обеспечения равномерной передачи усилий с одних камней на другие, а также уменьшения продуваемости и влагопроницаемости кладки

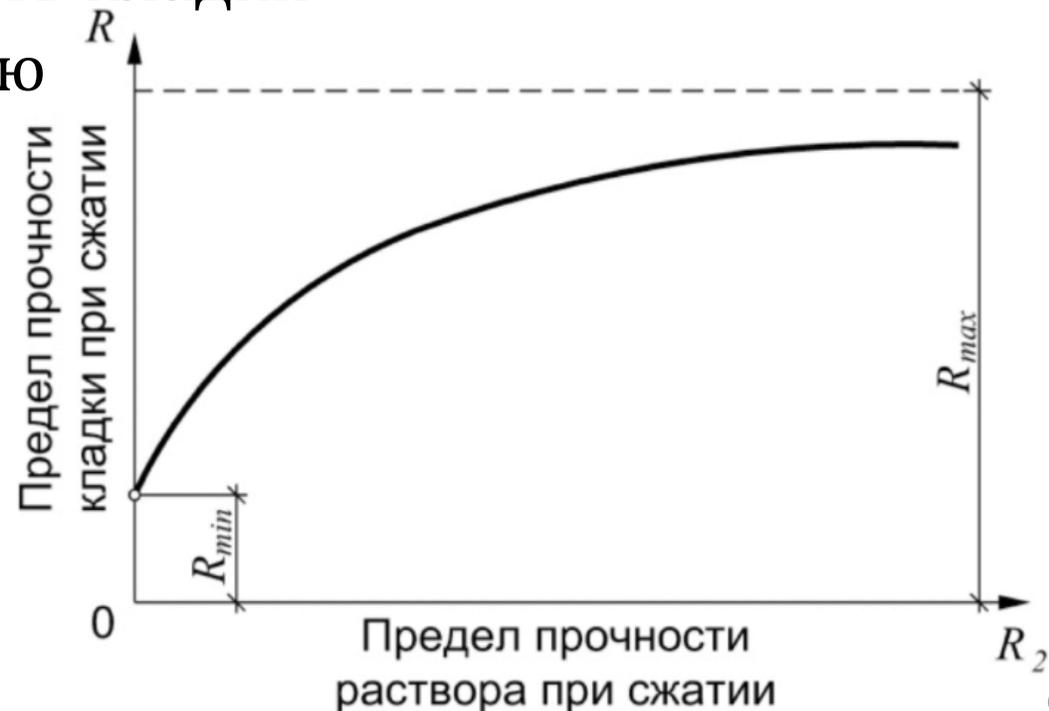
Для армирования каменной кладки применяется горячекатаная стержневая арматура классов А240, А400, А500 и холоднодеформированная классов В500, В<sub>р</sub>500, а также листовая, полосовая и фасонная сталь

# Прочность каменной кладки

Зависит от прочности **камня** и прочности **раствора**, но с повышением прочности раствора повышение прочности кладки **затухает**, см. график

Кроме того, она зависит и от толщины растворных швов. С одной стороны, повышение толщины шва **улучшает** заполнение раствором неровностей камня и **повышает** прочность кладки

С другой стороны, приводит к увеличению **растягивающих** усилий, возникающих в связи с поперечными деформациями раствора значительно превышающими деформации в камне (за счет меньшего модуля упругости раствора), и ограничениям толщины вертикальных и горизонтальных **швов** – 10 и 12 мм



# Факторы, влияющие на прочность кладки

Прочность кладки зависит не только от прочности камня и раствора, но и от **размеров** и **формы** камней, **качества** выполненной кладки, способа **перевязки**, **сцепления** раствора с камнем

**Уменьшение размеров** поперечного сечения приводит к некоторому **увеличению предела** прочности кладки

Элементы **круглой** и **квадратной** формы поперечного сечения более прочны, чем **тавровые** и другие сложные формы

# Осевое сжатие кладки

Прочность кладки при сжатии всегда меньше, чем прочность камня из которого она изготовлена, поэтому предельная прочность кладки на сжатие  $R_u$  рассматривается как осредненная величина, учитывающая прочность камня, вида раствора и кладки и называется **средним пределом прочности кладки**

Исходной характеристикой при определении расчетных сопротивлений кладки является ее средний, наиболее вероятный (ожидаемый) предел прочности  $R_u$  при заданных физико-механических свойствах камня и раствора и при качестве кладки, достигаемой в массовом строительстве. Ожидаемые пределы  $R_u$  устанавливаются по средним значениям на основе результатов статистической обработки испытаний большого количества

# Расчетное сопротивление кладки

Осевому **сжатию**  $R$ , используемое при проектировании, характеризует **минимальную** несущую способность **конструкции** и определяется **отношением** среднего (ожидаемого) предела прочности кладки  $R_u$  и коэффициента **безопасности**  $k$ :

$$R = \frac{R_u}{k}$$

Значения расчетных сопротивлений кладки **сжатию** в зависимости от **вида** и **марки** камня для различных **силовых** воздействий приводится в таблицах 6.1-6.10 СП 15.13330.2020

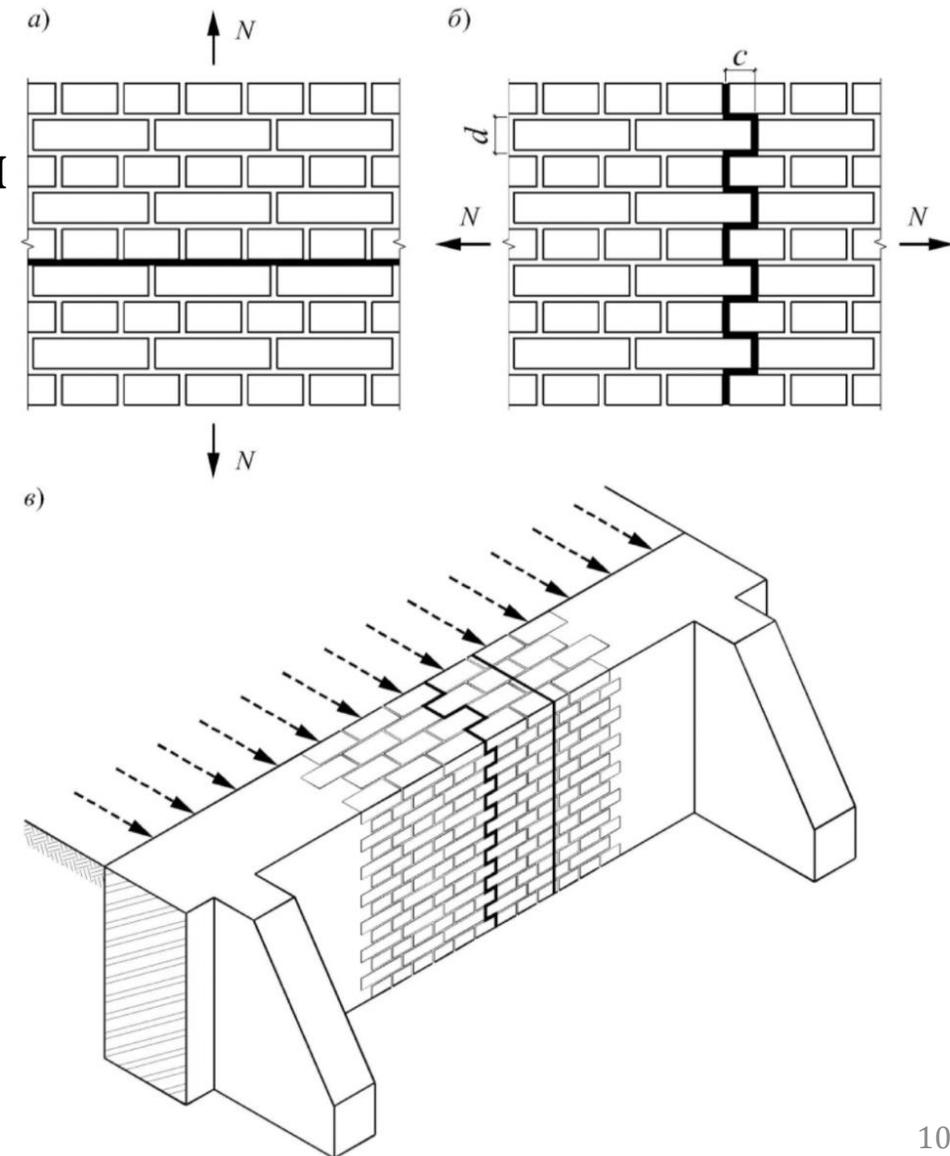
# Осевое растяжение

Разрушение кладки может происходить по перевязанному и неперевязанному сечениям

По **неперевязанному** сечению разрушение происходит на контакте камня и раствора в горизонтальных швах – рис. **а**). Может реализовываться в стенах, столбах

По **перевязанному** сечению разрушение может происходить по кирпичу и раствору в горизонтальных и вертикальных швах – **б**). Реализуется в резервуарах, силосах и т. п.

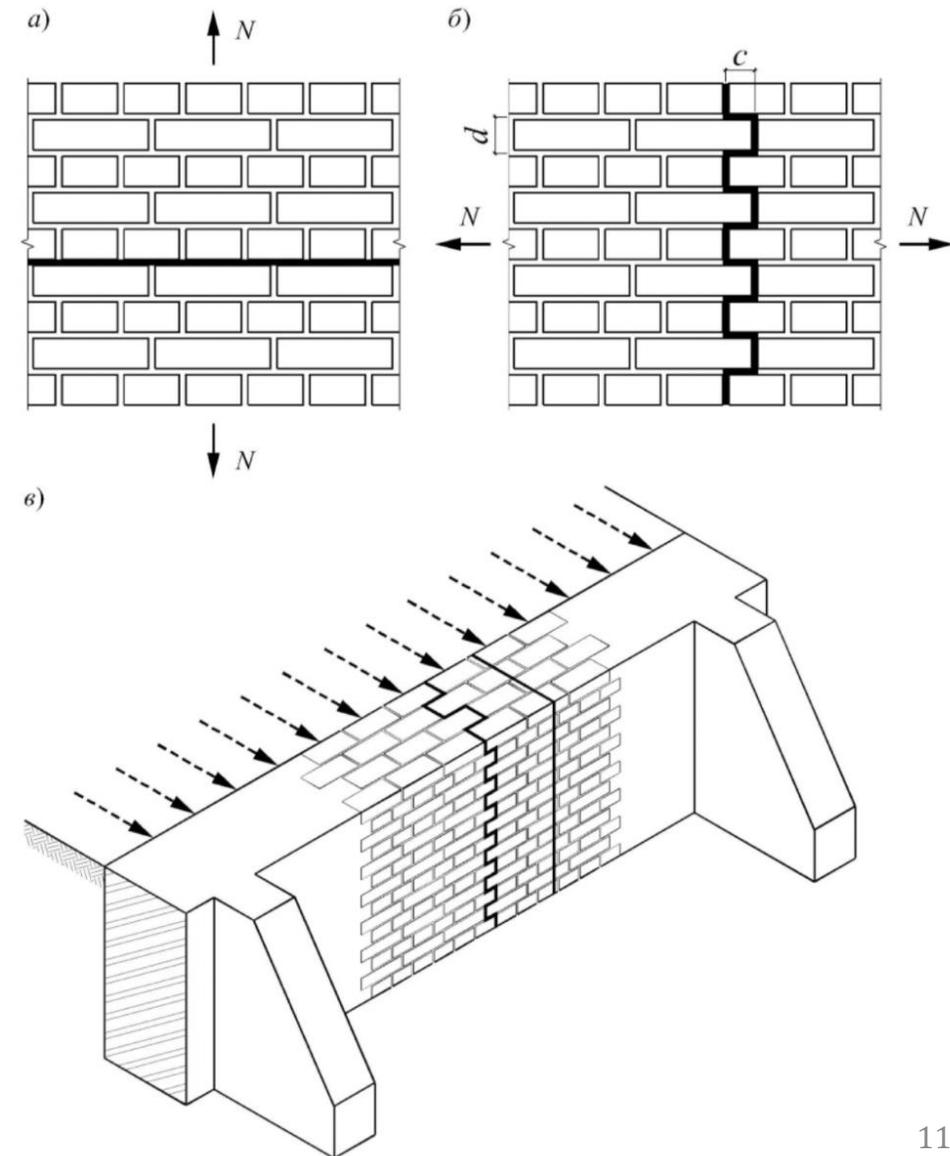
Разрушение кладки при изгибе по **перевязанному** сечению – рис. **в**)



# Осевое растяжение, изгиб и срез

В некоторых конструкциях кладка подвергается срезу, который может происходить по **перевязанному** или **неперевязанному** сечениям

Значения расчетных сопротивлений кладки **осевому** растяжению  $R_t$ , растяжению при **изгибе**  $R_{tb}$ , **срезу**  $R_{sq}$  и **главным** растягивающим напряжениям  $R_{tw}$  в зависимости от **вида** и **марки** камня для различных **силовых** воздействий приводятся в таблицах 6.11-6.13 СП 15.13330.2020



# Деформативность каменной кладки

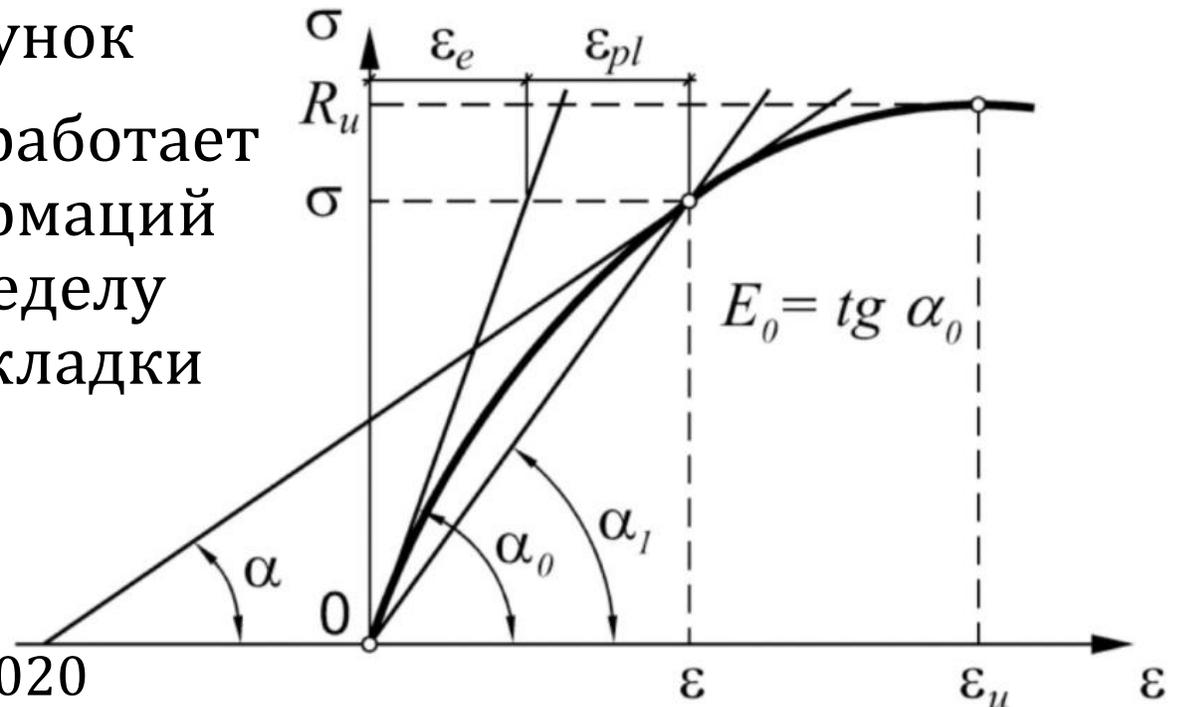
Каменная кладка является упругопластическим материалом, в котором при действии нагрузки появляются как **упругие**, так и **неупругие** деформации, появляющиеся при **длительном** действии нагрузки

Зависимость между напряжениями и деформациями носит **криволинейный** характер, см. рисунок

При напряжениях до  $0,2R_u$  кладка работает упруго с начальным модулем деформаций  $E_0$ , который пропорционален ее пределу прочности и для неармированной кладки определяется по формуле:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u$$

где  $\alpha$  – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 6.16 СП 15.13330.2020



# Зависимость $\sigma$ - $\varepsilon$ для каменной кладки

При выполнении **нелинейных** расчетов и действии **кратковременной** нагрузки определяется по формуле:

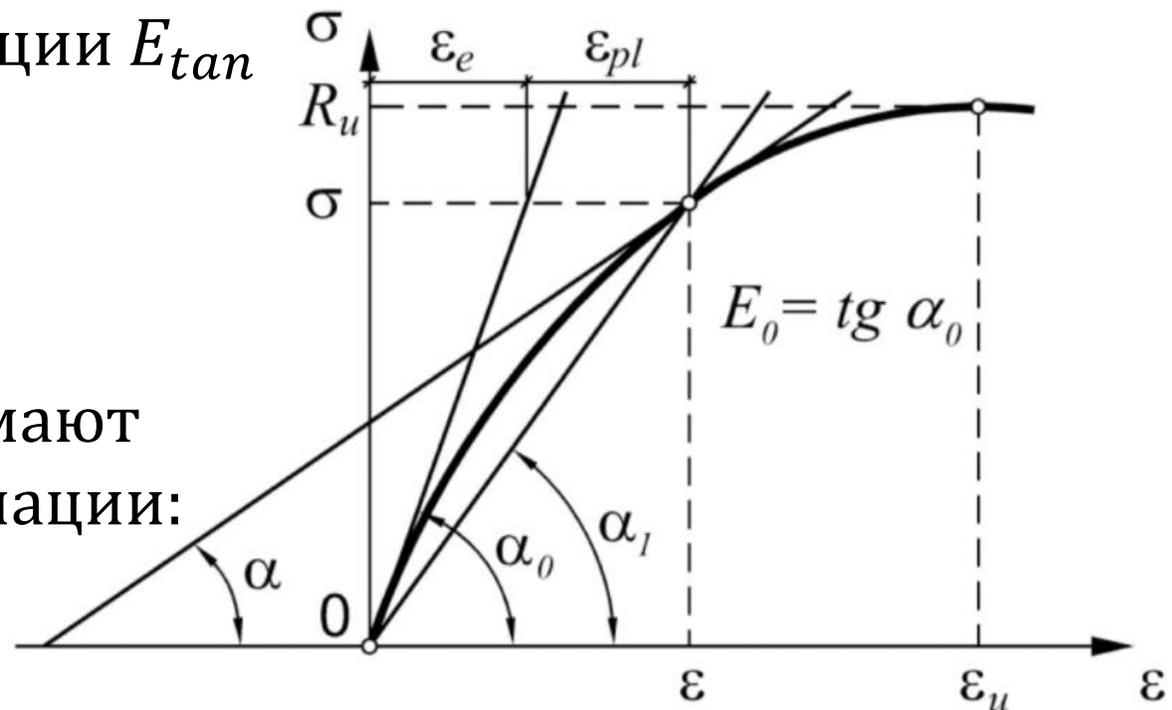
$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \cdot \ln \left( 1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right)$$

**Тангенциальный** модуль деформации  $E_{tan}$  на основе этой зависимости:

$$E_{tan} = E_0 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma}{1,1R_u} \right)$$

Для практических расчетов принимают **средний (секущий)** модуль деформации:

$$E = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$



# Стадии НДС каменной кладки при сжатии:

- I – до образования трещин:  $N < N_{crc}$
- II – образование трещин:  $N = N_{crc}$
- III – после образования трещин до разрушения:  $N_{crc} < N < N_u$
- IV – начало разрушения:  $N = N_u$

где  $N$  – сжимающее усилие от действующих нагрузок

$N_{crc}$  – усилие в сечении при образовании трещин

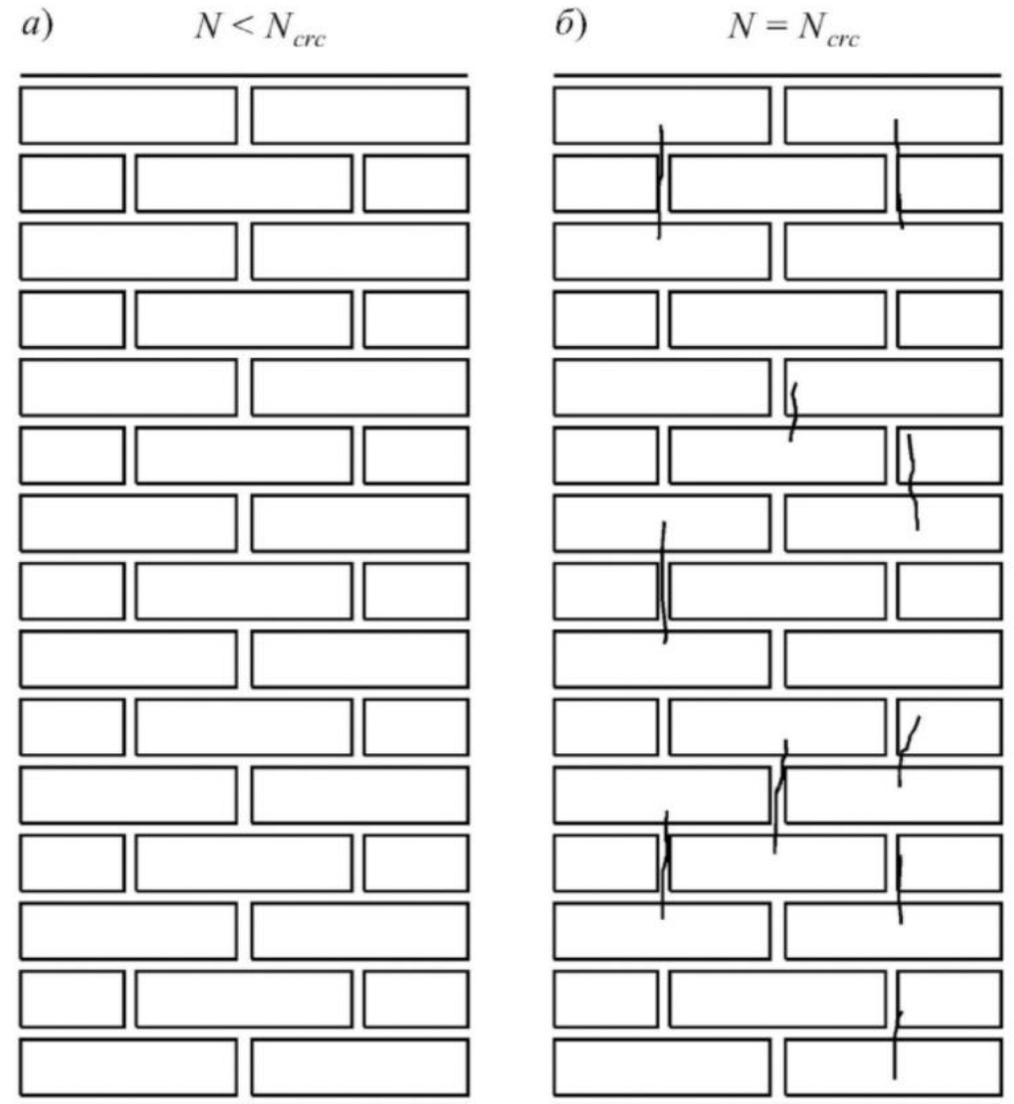
$N_u$  – несущая способность сечения

**Кладка** находится в условиях **сложного** напряженного состояния, в том числе в связи с неоднородностью раствора, наличии пустот, разной толщины швов и других факторов, поэтому ее **качество** и соблюдение рациональной **толщины** швов 10-12 мм имеют решающее значение в обеспечении прочности кладки

# Стадии НДС каменной кладки при сжатии:

На I стадии НДС действующие усилия не вызывают в кладке видимых повреждений – рис. а)

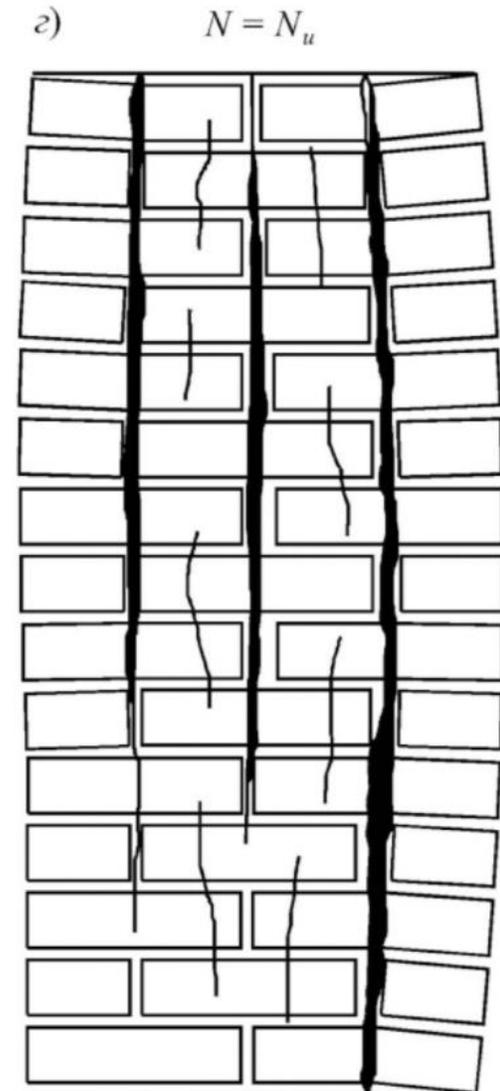
Переход на II стадию НДС при напряжениях 60-80% от предельных характеризуется образованием в кладке отдельных вертикальных трещин с незначительной шириной раскрытия и распространяющихся на один-три ряда кладки – рис. б)



# Стадии НДС каменной кладки при сжатии:

При дальнейшем увеличении нагрузки до 90% от предельной возникает **III** стадия НДС. Отдельные вертикальные трещины развиваются по высоте и соединяются между собой, расчленяя элемент на отдельные столбики – рис. **в)**

При длительном действии такого уровня напряжений в кладке за счет ползучести происходит дальнейшее развитие трещин, разделение элемента на отдельные призмы и разрушение – рис. **г)**



# Расчет кладки по предельным состояниям (ПС)

## **I группы** для предотвращения:

- Потери несущей способности
- Потери устойчивости формы конструкции и ее положения

## **II группы** для недопущения:

- Чрезмерных деформаций конструкций
- Образование и недопустимое раскрытие трещин в кладке

Расчет каменных и армокаменных конструкций по ПС выполняется для этапа строительства здания или сооружения и для этапа эксплуатации (для учета набора прочности раствора)

# Центрально сжатые каменные элементы

Несущая способность сечения обеспечена при выполнении условия:

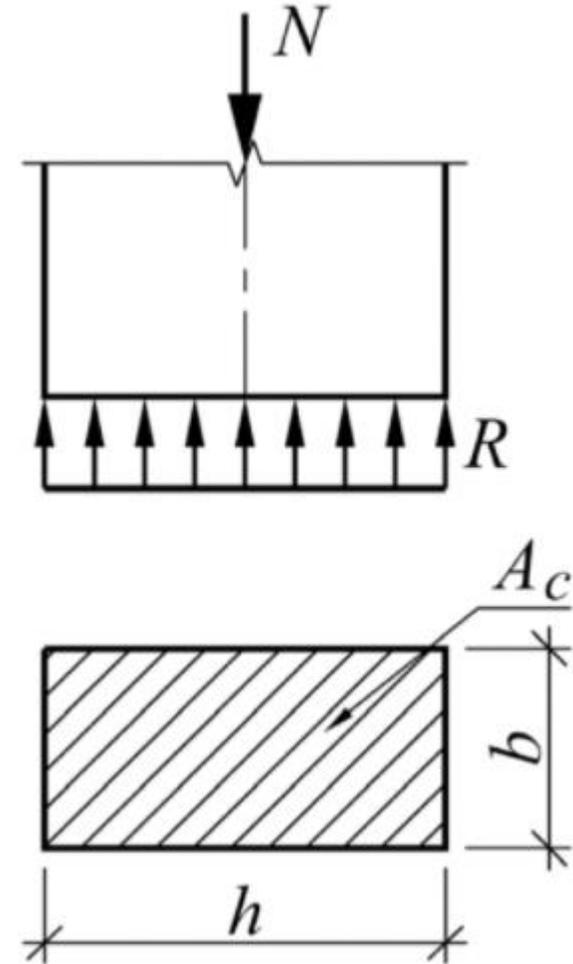
$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A$$

где  $N$  – расчетная продольная сила

$\varphi \leq 1$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно п. 7.2 СП 15.13330.2020 в зависимости от гибкости  $\lambda$  и упругой характеристики кладки  $\alpha$

$m_g \leq 1$  – коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов и проявления деформаций ползучести

$A = b \cdot h$  – площадь прямоугольного поперечного сечения элемента



# Внецентренное сжатие кладки

Является наиболее распространенным видом НДС каменных конструкций, характерным для стен, простенков, столбов и т. д.

Характер НДС зависит от величины эксцентриситета  $e_0$  приложения продольной силы. При больших его значениях в кладке могут образовываться трещины в горизонтальных швах, в связи с чем, максимальные значения ограничены:

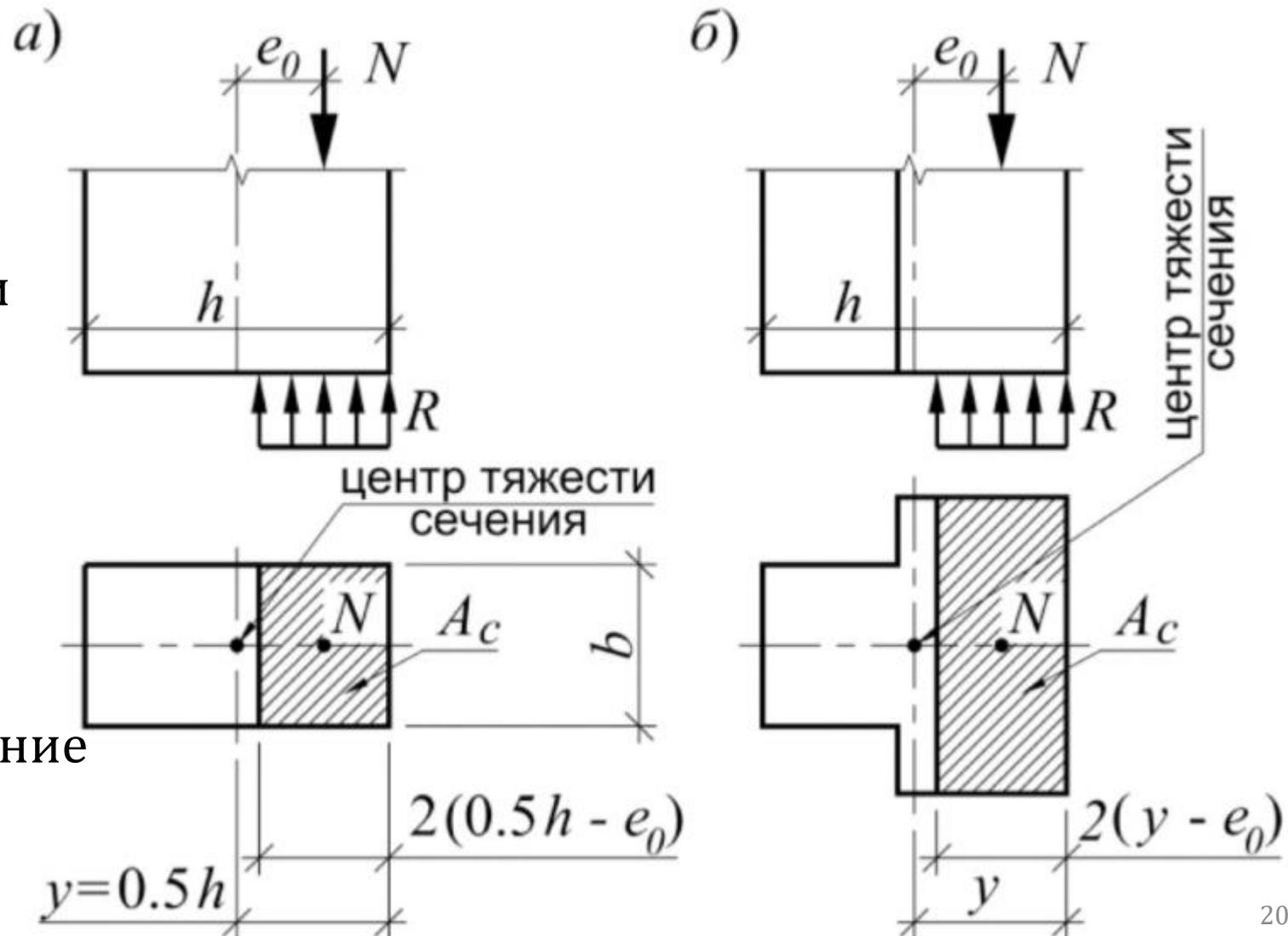
- $e_0 \leq 0,8y$  и  $e_0 \leq 0,85y$  – при  $h \leq 25$  см для основного и особого сочетания нагрузок соответственно
- $e_0 \leq 0,9y$  и  $e_0 \leq 0,95y$  – при  $h > 25$  см для основного и особого сочетания нагрузок соответственно

где  $y$  – расстояние до нейтральной оси (до центра тяжести сечения)

# Внецентренно сжатые каменные элементы

Схемы для расчета на внецентренное сжатие каменных элементов **прямоугольного** – рис. а) и **таврового** – рис. б) сечений и принимаемые допущения:

- Прямоугольная эпюра нормальных напряжений
- Работа растянутой зоны не учитывается
- Неравномерное распределение напряжений учитывается коэффициентом  $\omega$



# Внецентренно сжатые каменные элементы

Несущая способность сечения обеспечена при выполнении условия:

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$$

где  $N$  – расчетная продольная сила

$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 \leq 1$  – коэффициент продольного изгиба, равный среднему арифметическому коэффициентов продольного изгиба для **всего сечения**  $\varphi$  и **сжатой** его части  $\varphi_c$

$m_g \leq 1$  – коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов и проявления деформаций ползучести

$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)$  – площадь сжатой части сечения

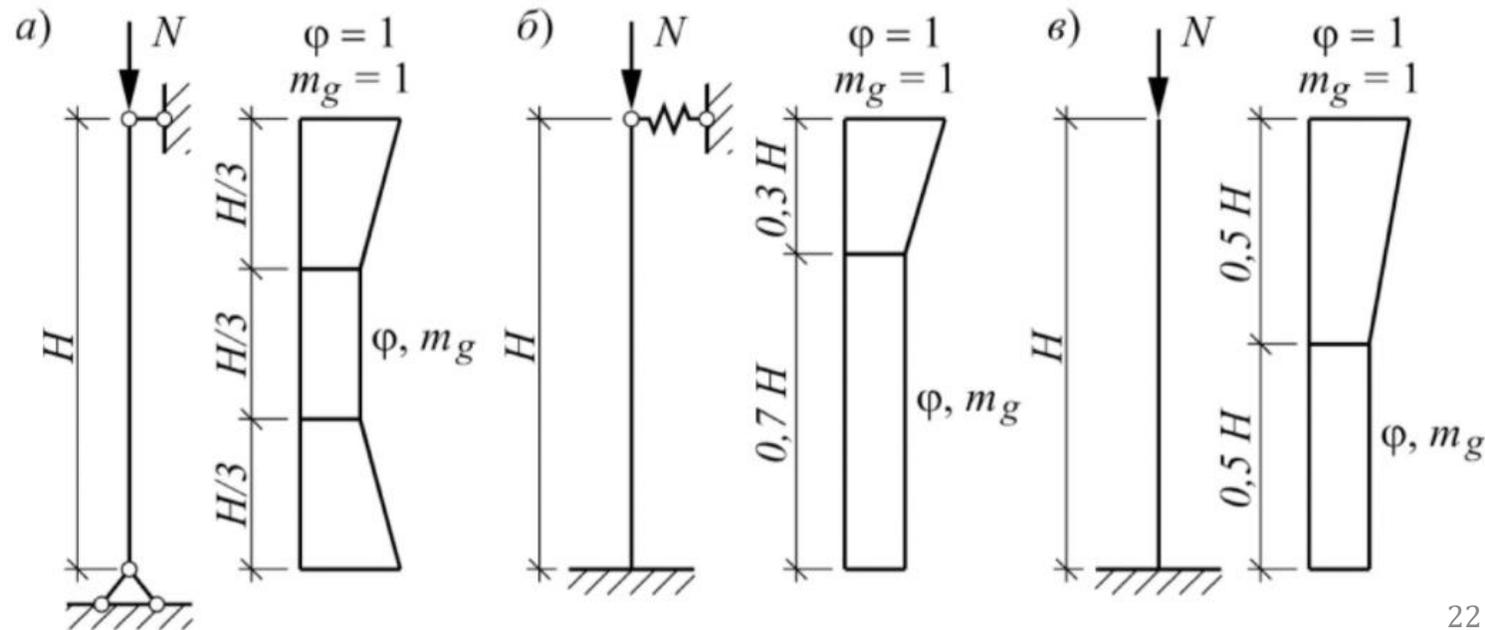
$\omega$  – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение напряжений по сечению



# Коэффициенты расчетных длин $\mu$ :

- а)  $\mu = 1 \rightarrow l_0 = \mu H = H$  – при неподвижных шарнирных опорах
- б)  $\mu = 1,5$  (или 1,25) – при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для однопролетных (или многопролетных) зданий
- в)  $\mu = 2 \rightarrow l_0 = \mu H = 2H$  – для свободно стоящих конструкций
- г)  $\mu \geq 0,8$  – для конструкций с частично защемленными опорными сечениями

Допускается коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  увеличивать до 1 по линейному закону в сечениях вблизи шарнирных опор



# Изгибаемые каменные элементы

Несущая способность кладки при изгибе определяется по формуле:

$$M \leq R_{tb} \cdot W$$

где  $M$  – расчетный изгибающий момент

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (табл. 6.11-6.13 СП 15.13330.2020)

$W$  – момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе

Несущая способность кладки по поперечной силе при изгибе определяется по формуле:

$$Q \leq R_{tw} \cdot b \cdot z$$

где  $Q$  – расчетная поперечная сила;  $b$  – ширина сечения

$R_{tw}$  – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (табл. 6.11-6.13 СП 15.13330.2020)

$z$  – плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения  $2h/3$ )

# Расчет каменных элементов

На центральное **растяжение** выполняется по формуле:

$$N \leq R_t \cdot A_n$$

где  $N$  – расчетная осевая продольная сила при растяжении

$R_t$  – расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению (табл. 6.11-6.13 СП 15.13330.2020)

$A_n$  – расчетная площадь сечения камня за вычетом пустот

На **срез** по горизонтальным швам выполняется по формуле:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n \cdot \mu \cdot \sigma_0)A$$

где  $Q$  – расчетная поперечная сила;  $A$  – площадь;  $\mu$  – коэффициент трения

$R_{sq}$  – расчетное сопротивление кладки срезу (табл. 6.11, 6.12 СП 15.13330.2020)

$n = 1$  (или  $0,5$ ) – коэффициент для кладки из сплошного (или пустотелого) камня

$\sigma_0$  – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке с  $\gamma_f = 0,9$

# Расчет на местное сжатие

Необходимо выполнять в местах опирания на кладку различных конструкций (балка, стойка)

Несущая способность обеспечена при условии:

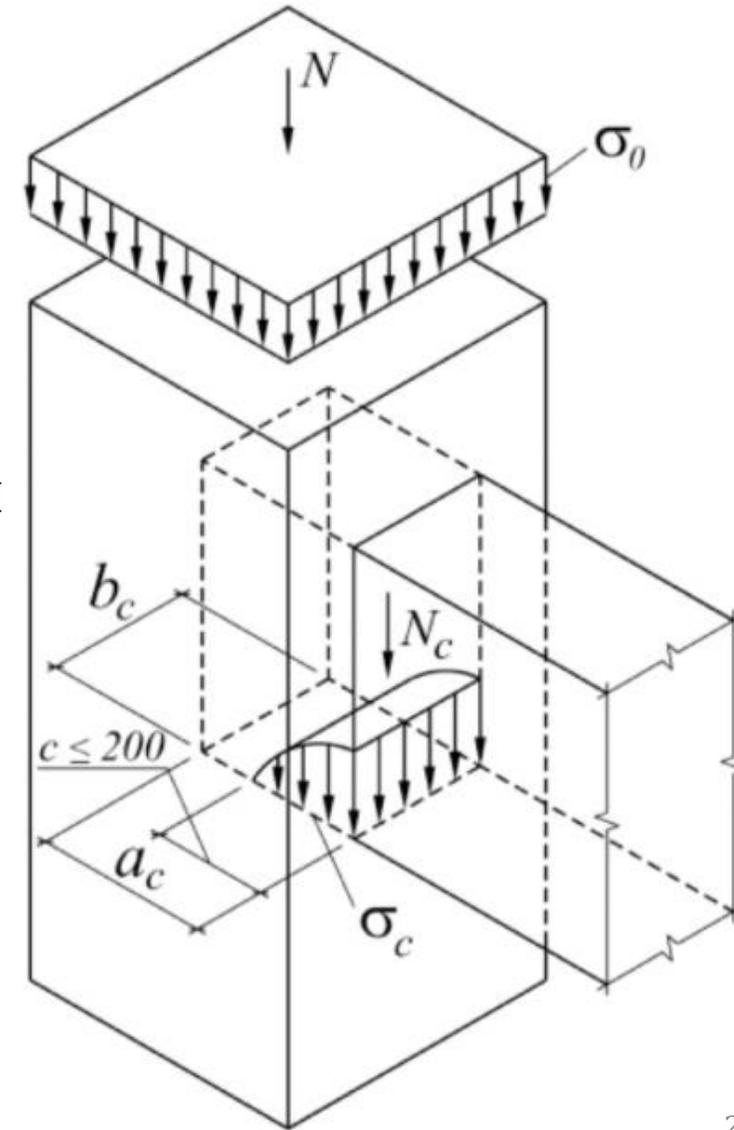
$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c$$

где  $N_c$  – продольная сила от местной нагрузки

$\psi$  – коэффициент полноты эпюры давления: 1 и 0,5 при равномерной и неравномерной эпюре давления

$d = 1,5 - 0,5\psi$  – для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетонов

$d = 1$  – для кладки из пустотелых бетонных или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетонов; крупноформатных керамических камней



# Местное сжатие (смятие кладки)

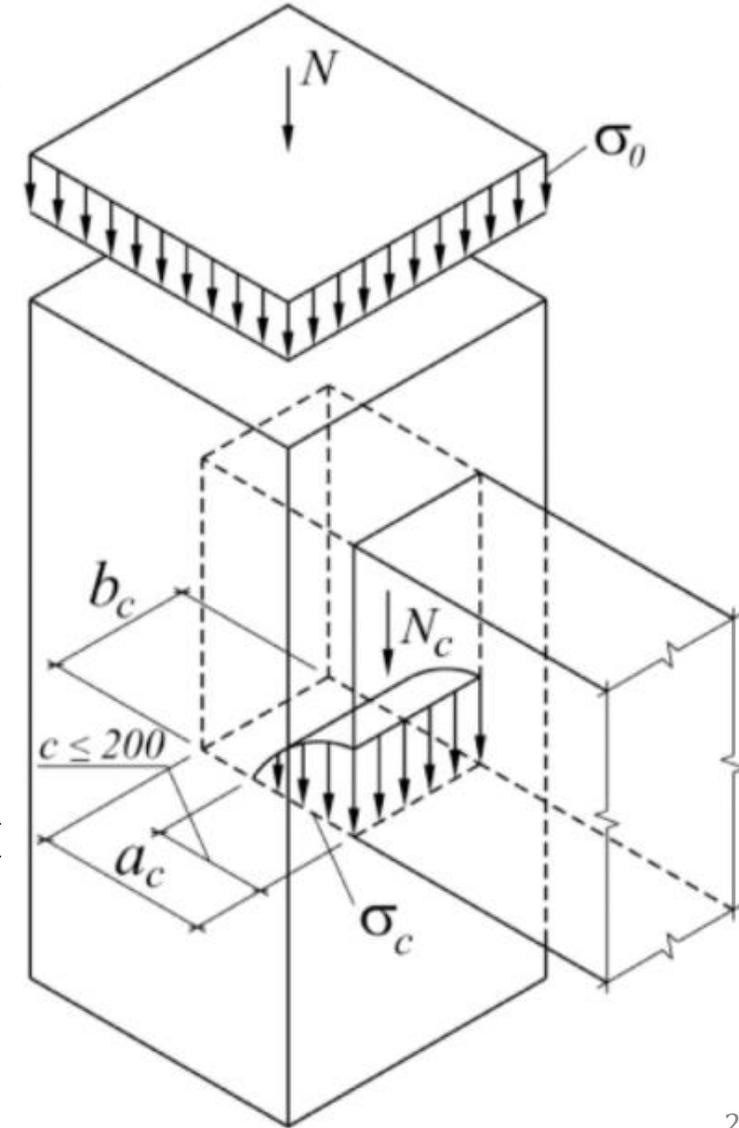
$R_c = \xi \cdot R$  – расчетное сопротивление кладки на смятие

$A_c = a_c \cdot b_c$  – площадь смятия

$\xi = \sqrt[3]{A/A_c} \leq \xi_1$  – коэффициент, учитывающий увеличение прочности кладки от 1 до 2

$A$  – расчетная площадь сечения каменной кладки

При больших местных нагрузках, превышающих 80% несущей способности на смятие предусматриваются не менее 3 арматурных сеток с шагом не более 100 мм или железобетонные подушки толщиной не менее 22 см (в том числе при  $N_c > 100$  кН)



# Армирование каменных конструкций

Выполняется с целью повышения их несущей способности. Наиболее распространенными способами армирования являются:

- Поперечное (сетчатое) армирование – рис. **а)** и **б)**
- Продольное армирование

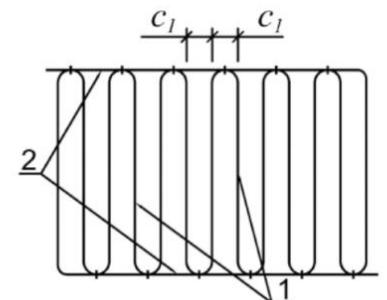
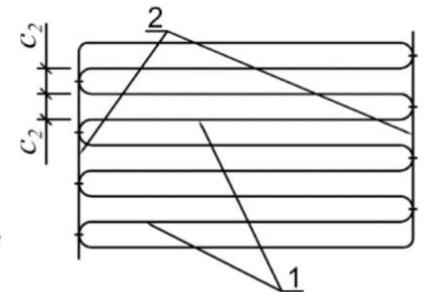
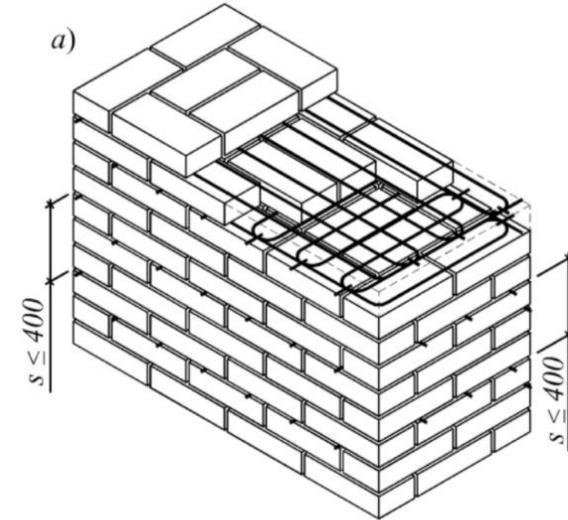
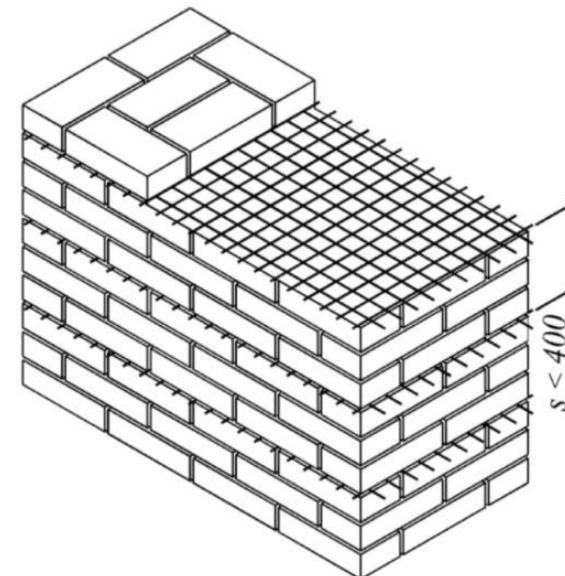
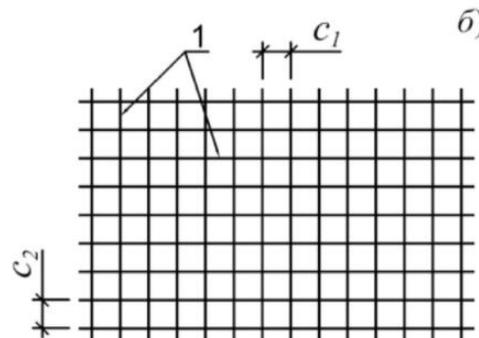
Обозначения к рисункам:

**а)** – сетками «зигзаг»

**б)** – прямоугольными сетками

1 – рабочие стержни

2 – монтажные стержни



# Сетчатое армирование каменных конструкций

Выполняется путем укладки сеток в горизонтальные швы кладки и за счет их меньшей деформативности по сравнению с раствором препятствует поперечным деформациям кладки, создавая «эффект обоймы»

Эффективно для центрально сжатых столбов или при малых значениях эксцентриситетов

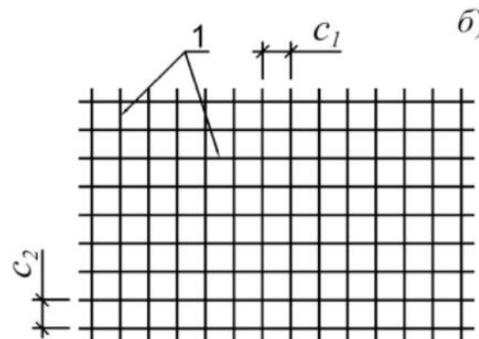
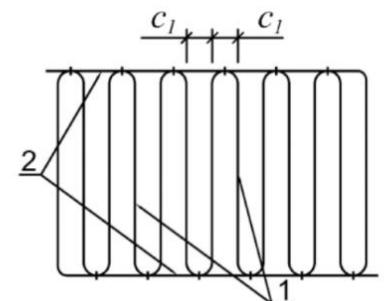
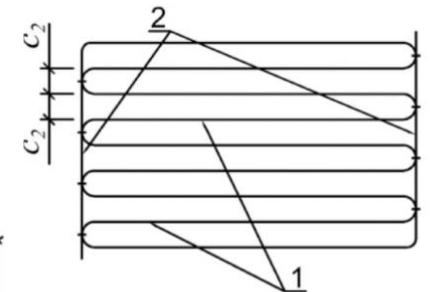
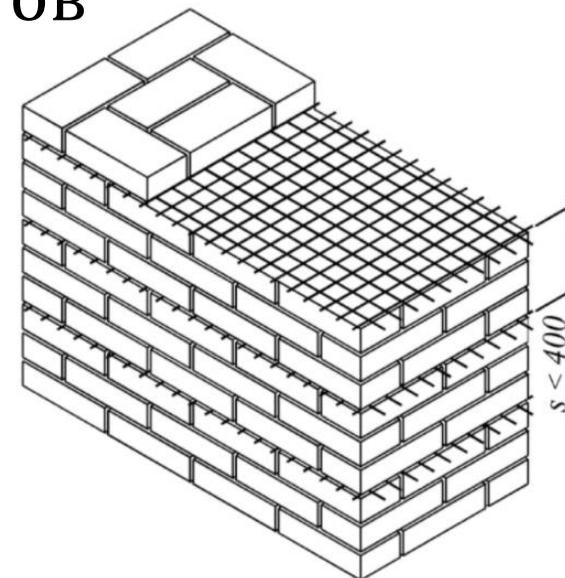
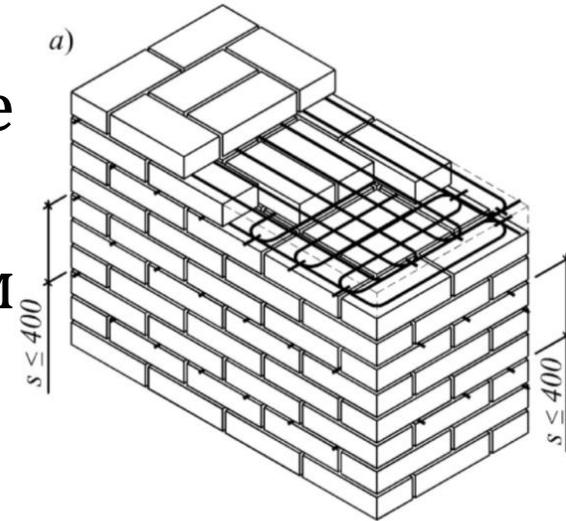
Армирование кладки:

б) – прямоугольными сетками

а) – сетками «зигзаг»

1 – рабочие стержни

2 – монтажные стержни



# Продольное армирование каменных конструкций

Выполняется путем установки продольной и поперечной арматуры в вертикальные швы кладки для повышения сопротивляемости растягивающим усилиям, общей устойчивости и обеспечения монолитности кладки

Обозначения к рисункам:

**а)** – внутреннее расположение арматуры

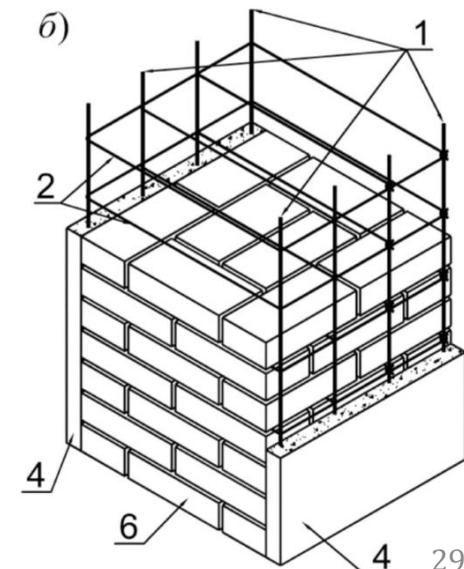
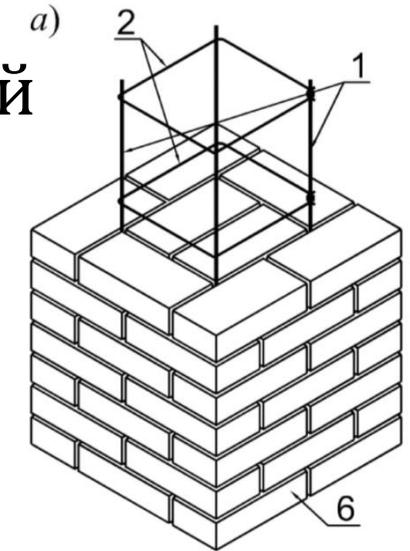
**б)** – наружное расположение арматуры

1 – продольные рабочие стержни

2 – поперечные стержни (хомуты)

4 – штукатурка из цементно-песчаного раствора

6 – кирпичная кладка



# Продольное армирование каменных конструкций

Применяется для сильно загруженных столбов и простенков большой гибкости ( $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_i > 53$ ), а также при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами – вне ядра сечения ( $e_0 > 0,17h$ )

Обозначения к рисункам:

**в)** – одиночное армирование с размещением арматуры в штрабе

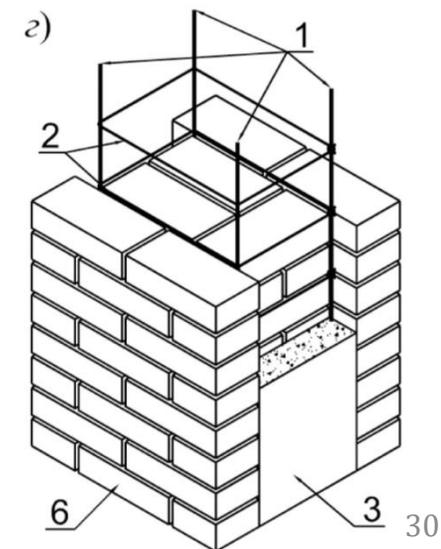
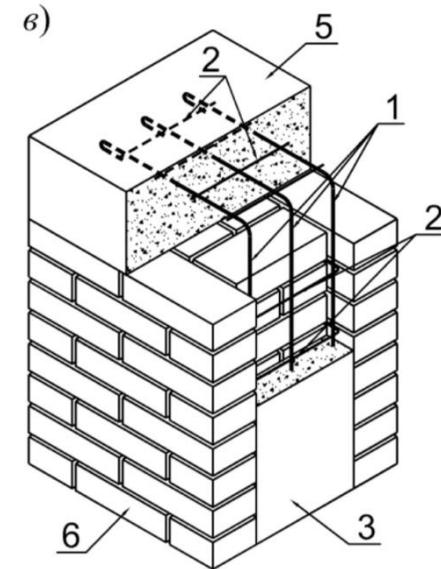
**г)** – двойное армирование с размещением арматуры в штрабе

1 – продольные рабочие стержни

2 – поперечные стержни (хомуты)

3 – цементно-песчаный раствор или мелкозернистый бетон

6 – кирпичная кладка



# Каменные конструкции

С железобетонными элементами имеют повышенную несущую способность на сжатие, изгиб и растяжение, и позволяют заметно уменьшить размеры поперечных сечений

Обозначения к рисункам:

**а)** – с расположением ЖБЭ внутри кладки

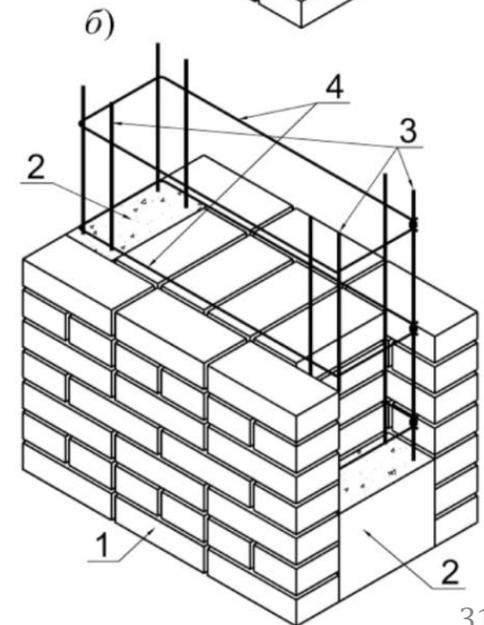
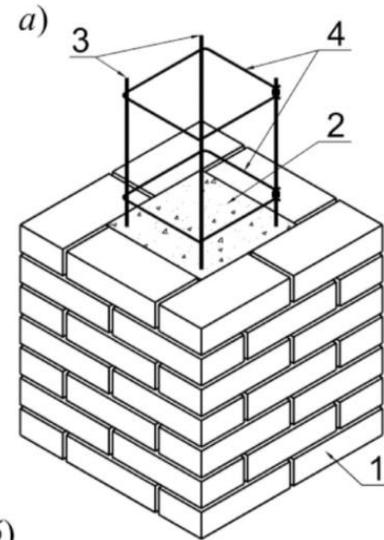
**б)** – с расположением ЖБЭ снаружи кладки в штрабе

1 – кирпичная кладка

2 – бетон

3 – продольные рабочие стержни

4 – поперечные стержни (хомуты)



# Расчет армокаменных элементов

С **сетчатым** армированием при **внецентренном** сжатии и **малых** эксцентриситетах (в пределах ядра сечения) выполняется для прямоугольных сечений по формуле:

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega$$

где  $N$  и  $N_l$  – продольные силы (внутри ядра сечения) от действия непродолжительных и продолжительных (длительных) нагрузок

$m_g = 1 - \eta \frac{N_l}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0l}}{h} \right)$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок

где  $\eta$  – коэффициент, принимаемый по табл. 7.3 СП 15.13330.2020

$e_{0l} = M_l / N_l$  – эксцентриситет силы от действия продолжительных нагрузок

$h$  – высота сечения

$A = b \cdot h$  – площадь прямоугольного поперечного сечения элемента

# Определение коэффициента $\varphi_1$ и $e_0$

$e_0 = M/N$  – эксцентриситет силы  $N$  от действия непродолжительных нагрузок

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента  $l_0$  согласно п. 7.2, 7.3 и табл. 7.1 СП 15.13330.2020

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента  $H$  по табл. 7.1 СП 15.13330.2020 в плоскости действия изгибающего момента при отношении:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} \quad \text{или гибкости} \quad - \quad \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c}$$

где  $h_c$  и  $i_c$  – высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента

$h_c = h - 2e_0$  – высота для прямоугольного сечения

# Определение коэффициента $\varphi$

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба в плоскости действия изгибающего момента для элементов постоянного по длине сечения следует принимать по табл. 7.1 СП 15.13330.2020 в зависимости от гибкости элемента:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} \quad \text{или для прямоугольного сечения} - \lambda_h = \frac{l_0}{h}$$

где  $h$  и  $i$  – высота и радиус инерции поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента

$l_0 = \mu \cdot H$  – расчетная длина элемента

и упругой характеристики кладки  $\alpha$ , принимаемой по табл. 6.16 СП 15.13330.2020, а для кладки с сетчатым армированием по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}$$

где  $R_u$  и  $R_{sku}$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию неармированной и армированной кладки соответственно

# Средние пределы прочности $R_u$ и $R_{sku}$

$R_u = kR$  – средний предел прочности неармированной кладки на сжатие  
где  $R$  – расчетное сопротивление сжатию кладки, принимаемое по табл. 6.1-6.10  
СП 15.13330.2020, с учетом коэффициентов в примечаниях, а также п. 6.10-6.15  
 $k = 2$  – для кладки из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков и др.  
 $k = 2,2$  – для кладки из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов

$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}$  – средний предел прочности армированной кладки на сжатие

где  $R_{sn}$  – нормативные сопротивления арматуры по СП 63.13330, с учетом коэффициента условий работы 0,6 для арматуры класса В500

$\mu = \frac{A_s}{A_k} \cdot 100$  – процент армирования кладки с арматурой в одном направлении

$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100$  – процент армирования кладки для сеток с квадратными ячейками размером  $C$  из арматуры сечением  $A_{st}$  при расстоянии между сетками по высоте  $S$

# Определение коэффициента $\omega$

$\omega = 1 + e_0/h \leq 1,45$  – для прямоугольных сечений и кладки всех видов, кроме указанной ниже

$\omega = 1$  – для любого вида сечений и кладки из:

- керамических кирпича, камней и блоков пустотностью более 25%
- камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых, полистиролбетонов и крупнопористых бетонов
- природных камней (включая бут)

При  $e_{0x} > \rho_x$  или  $e_{0y} > \rho_y$  и  $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_i > 53$  армирование сетками **не применяется**

где  $\rho_x$  и  $\rho_y$  – радиусы ядра сечения

При армировании меньше 0,1% сечение рассчитывается как **неармированное**

# Сопротивление армированной кладки $R_{skb}$

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p\mu R_s}{100} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R \quad \text{— при растворе М50 и выше}$$

$R_1$  – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора согласно табл. 6.1-6.10 СП 15.13330.2020

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры

$p$  – коэффициент, принимаемый при пустотности кирпича (камня) до 20% включительно – 2, при пустотности от 20% до 30% включительно – 1,5, при пустотности выше 30% – 1

$\mu$  – процент армирования для сеток с квадратными ячейками размером  $C$  из арматуры сечением  $A_{st}$  при расстоянии между сетками по высоте  $S$

$$0,1\% \leq \mu = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100 \leq \frac{50R}{\left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) R_s}$$

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения элемента в сторону эксцентриситета до сжатого его края ( $y = h/2$  – для прямоугольных сечений)

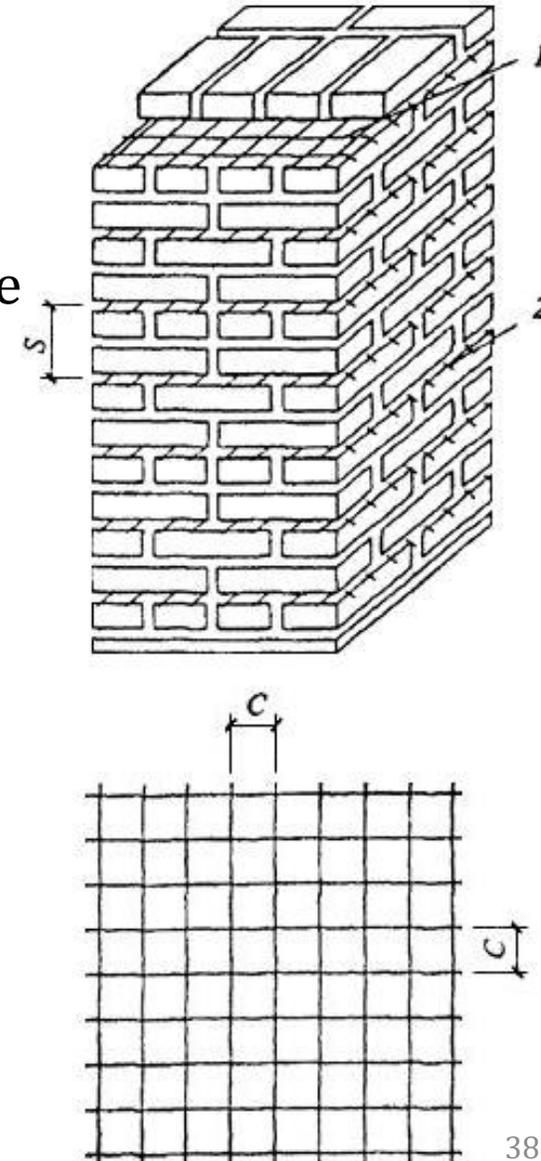
# Пример 1. Каменный столб с сетчатым армированием

Дано: колонна из полнотелого кирпича сечением  $b \times h - 510 \times 510$  мм высотой  $H = 3,0$  м, марка кирпича М200, марка раствора М150, полная нагрузка  $N = 550$  кН, в том числе постоянная и длительная нагрузка  $N_l = 440$  кН, эксцентриситет  $e_{0y} = e_{0ly} = 50$  мм, шарнирные узлы сопряжения - коэффициент расчетной длины  $\mu = 1$ , радиусы инерции  $i_y = i_x = 147$  мм, радиусы ядра сечения  $\rho_y = \rho_x = 85$  мм, сетка из стержней  $\varnothing 6$  мм А240 с размером ячейки  $C = 50 \times 50$  мм и шагом  $S = 225$  мм (через три ряда кирпича)

Вычисляем гибкость -  $\lambda_{iy} = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{\mu H}{i_y} = \frac{1 \cdot 3000}{147} = \mathbf{20,4} < \mathbf{53}$

и сравниваем  $e_{0y} = \mathbf{50}$  мм  $< \rho_y = \mathbf{85}$  мм, для определения возможностей учета сетчатого армирования и методики расчета столба согласно п. 7.31 СП 15.13330

Определяем по табл. 6.1 СП 15 расчетное сопротивление сжатию с учетом  $\gamma_c = 0,8$  (для столбов площадью сечения  $0,3$  м<sup>2</sup> и менее):  
 $R = 3,0 \cdot 0,8 = 2,4$  МПа - для марок кирпича М200 и раствора М150



# Пример 1. Параметры сетчатого армирования

Определяем процент армирования кладки для сеток с квадратными ячейками размером  $C = 50$  мм из арматуры сечением  $A_{st}$  при расстоянии между сетками по высоте  $S = 225$  мм по формуле:

$$0,1 < \mu = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 28,3}{50 \cdot 225} \cdot 100 = 0,5 \leq \mu_{max} = 1,1$$

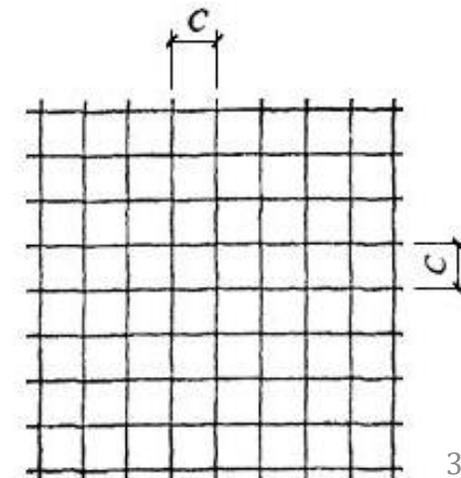
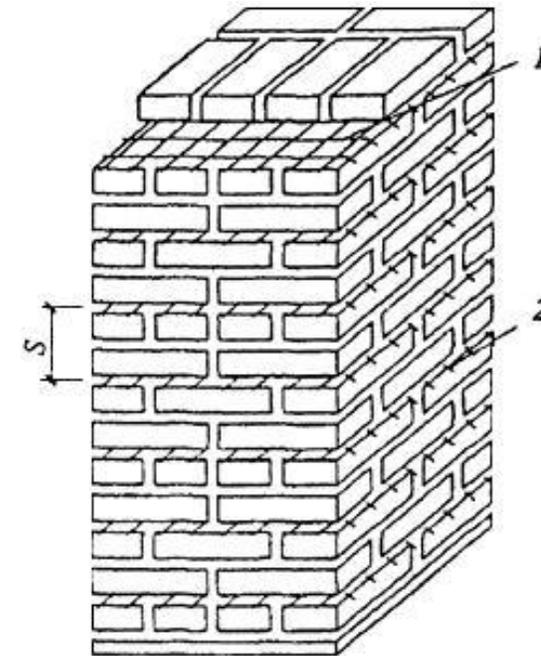
где  $A_{st} = 28,3 \text{ мм}^2$  – площадь арматурного стержня сетки  $\text{Ø}6$  мм

$$\mu_{max} = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_{0y}}{y}\right) R_s} = \frac{50 \cdot 2,4}{\left(1 - \frac{2 \cdot 50}{255}\right) \cdot 210} = 1,1$$

где  $R_s = 210$  МПа – расчетное сопротивление арматуры класса А240

$y = h/2 = 510/2 = 255$  мм – расстояние от центра тяжести до сжатого края

$e_{0y} = 50$  мм – эксцентриситет продольной силы



## Пример 1. Средние пределы прочности $R_u$ и $R_{sku}$

Определяем средний предел прочности неармированной кладки на сжатие по формуле:

$$R_u = kR = 2 \cdot 2,4 = 4,8 \text{ МПа}$$

где  $R = 2,4$  МПа – расчетное сопротивление сжатию кладки

$k = 2$  – для кладки из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков и др.

Определяем средний предел прочности армированной кладки на сжатие по формуле:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 4,8 + \frac{2 \cdot 240 \cdot 0,5}{100} = 7,2 \text{ МПа}$$

где  $R_{sn} = 240$  МПа – нормативное сопротивление арматуры класса А240

$\mu = 0,5$  – процент армирования кладки

# Пример 1. Коэффициент продольного изгиба $\varphi_1$

Определяем упругую характеристику кладки  $\alpha = 1000$  (п. 7 табл. 6.16 СП 15) с учетом сетчатого армирования:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{4,8}{7,2} = 666,7$$

где  $R_u = 4,8$  МПа и  $R_{sku} = 7,2$  МПа – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию неармированной и армированной кладки соответственно

Определяем по табл. 7.1 СП 15 коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  при  $\lambda_{iy} = 20,4$  и  $\alpha_{sk} = 666,7$  по интерполяции –  $\varphi = 0,92$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi_c$  для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента  $H$ , при  $\lambda_{icy} = H/i_{yc} = 3000/147 = 20,4$  и  $\alpha_{sk} = 666,7$  также равен –  $\varphi_c = 0,92$ , поскольку при  $e_{0y} = 50$  мм  $<$   $\rho_y = 85$  мм (все сечение сжато)

Определяем коэффициент продольного изгиба  $\varphi_1$  по формуле:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,92 + 0,92}{2} = \frac{2 \cdot 0,92}{2} = 0,92$$

# Пример 1. Коэффициенты $m_g$ и $\omega$

Определяем коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_l}{N} \left( 1 + \frac{1,2e_{0ly}}{h} \right) = 1 - 0 \cdot \frac{440}{550} \left( 1 + \frac{1,2 \cdot 50}{510} \right) = 1$$

где  $\eta = 0$  – коэффициент, принимаемый по табл. 7.3 СП 15, при  $\lambda_{iy} = 20,4 \leq 35$

$e_{0ly} = 50$  мм – эксцентриситет силы от действия продолжительных нагрузок

$h = 510$  мм – высота сечения

Определяем коэффициент  $\omega$ :

$$\omega = 1 + \frac{e_{0y}}{h} = 1 + \frac{50}{510} = 1,1 \leq 1,45$$

$e_{0y} = 50$  мм – эксцентриситет силы от действия непродолжительных нагрузок

# Пример 1. Сопротивление армированной кладки $R_{skb}$

Определяем сопротивление армированной кладки при растворе М50 и выше:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p\mu R_s}{100} \left( 1 - \frac{2e_0}{y} \right) = 2,4 + \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 210}{100} \left( 1 - \frac{2 \cdot 50}{255} \right) = 3,7 \text{ МПа} \leq 2R = 4,8 \text{ МПа}$$

где  $R_1 = R = 2,4$  МПа – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора

$R_s = 210$  МПа – расчетное сопротивление арматуры класса А240

$y = h/2 = 510/2 = 255$  мм – расстояние от центра тяжести до сжатого края

$e_{0y} = 50$  мм – эксцентриситет продольной силы

$\mu = 0,5$  – процент армирования кладки

$p = 2$  – коэффициент, принимаемый при пустотности кирпича (камня) до 20%

# Пример 1. Проверка прочности каменного столба

Проверяем прочность кирпичной колонны с сетчатым армированием при внецентренном сжатии и малых эксцентриситетах (в пределах ядра сечения):

$$N = 550 \text{ кН} \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left( 1 - \frac{2e_{0y}}{h} \right) \omega = 1 \cdot 0,92 \cdot 3,7 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot \left( 1 - \frac{2 \cdot 50}{510} \right) \cdot 1,1 = 782 \text{ кН}$$

где  $m_g = 1$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок

$\varphi_1 = 0,92$  – коэффициент продольного изгиба

$R_{skb} = 3,7$  МПа – сопротивление армированной кладки при растворе М50 и выше

$A = bh = 0,51^2 = 0,26$  м<sup>2</sup> – площадь поперечного сечения элемента

$h = 510$  мм – высота сечения

$e_{0y} = 50$  мм – эксцентриситет продольной силы

$\omega = 1,1$  – коэффициент

По результатам проверки прочность кирпичной колонны на сжатие **обеспечена**

# Литература:

- ГОСТ 530-2012 Кирпич и камень керамические
- ГОСТ 379-2015 Кирпич, камни, блоки и плиты силикатные
- ГОСТ 4001-2013 Камни стеновые из горных пород
- ГОСТ 31189-2015 Смеси сухие строительные
- ГОСТ 28013-98 Растворы строительные
- СП 15.13330.2020 Каменные и армокаменные конструкции
- Кумпяк О. Г., Самсонов В. С., Галяутдинов З. Р., Пахмурин О. Р. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Издательство АСВ, 2014. – 672 с.

**ИФО | 01.03.04 | ПМ | 6-й семестр**

# **Строительные конструкции**

## **Лекция №17**



НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ

**СТРОИТЕЛЬНЫЙ  
УНИВЕРСИТЕТ**

www: [mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/](http://mgsu.ru/universityabout/Struktura/Kafedri/ZhBK/)

e-mail: [gbk@mgsu.ru](mailto:gbk@mgsu.ru); [dpekin@mail.ru](mailto:dpekin@mail.ru)

тел.: +7 495 287 49 14 доб. 3036, 3084

Пекин Дмитрий Анатольевич, доцент, к.т.н.