

### 15) Расчет прочности каменных и армокаменных конструкций.

Осевое сжатие. Примером центрально-сжатых элементов каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий. Столбы воспринимают нагрузки от кровли, чердачного перекрытия и междуэтажных перекрытий. Если примыкающие к столбам прогоны равнопролетные и величина временной нагрузки на перекрытия невелика по сравнению с собственным весом перекрытия, то одностороннее загрузке 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 по 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 нагружении, учитывают коэффициентами  $\varphi$  и  $m_g$ .

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

$$N \leq m_g \varphi R A, \quad (404) \quad m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (405)$$

где  $N$  — расчетная продольная сила;  $m_g$  — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;  $\varphi$  — коэффициент продольного изгиба (табл. 16);  $R$  — расчетное сопротивление сжатию кладки;  $A$  — площадь сечения элемента;  $\eta$  — коэффициент, принимают по табл. 16;  $N_g$  — 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  $\eta$  и  $\varphi$  зависят от материала кладки и гибкости сжатых элементов:

$$\lambda_i = l_0 / i \quad (\text{для сечения произвольной формы}); \\ \lambda_k = l_0 / h \quad (\text{для прямоугольного сплошного сечения}), \quad (406)$$

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

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) ( $H$  — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами).

При упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для одно-пролетных зданий  $l_0 = 1,5H$ , для много-пролетных зданий  $l_0 = 1,25H$  (рис. 128, б). Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее  $l_0 = 0,8H$ . Для свободно стоящих конструкций  $l_0 = 2H$  (рис. 128, в). Значения

коэффициентов  $m_g$  и  $\varphi$  по высоте сжатых стен и столбов принимаются по рис. 128, а, б, в.

5. Изгиб и центральное растяжение.

На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий от действия ветровой нагрузки, наружные плиты контрфорсных подпорных стен и другие элементы. Нормами не допускается работа каменных элементов на изгиб по перевязанному сечению. Расчет каменной кладки на изгиб производят в предположении ее упругой работы, т. е. используют формулы сопротивления материалов. При расчете каменной неармированной кладки на изгиб проверяют несущую способность кладки при восприятии нормальных напряжений по перевязанному шву и касательных напряжений — по наклонному сечению (косой штрабе).

■ Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок неармированных элементов

$$M \leq R_{\text{тв}} W, \quad (418)$$

где  $R_{\text{тв}}$  — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. прилож. 15);  $W$  — момент сопротивления сечения кладки при упругой работе.

Расчетная поперечная сила

$$Q \leq R_{\text{тв}} b z, \quad (419)$$

где  $R_{\text{тв}}$  — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (см. прилож. 15);  $b$  — ширина сечения;  $z$  — плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения  $z = 2/3h$ ).

Каменные конструкции, работающие на центральное растяжение (стенки круглых резервуаров, силосов и других емкостей), рассчитывают, исходя из прочности кладки по перевязанному сечению или по камню:

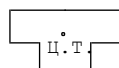
$$N \leq R_t A_n, \quad (420)$$

где  $N$  — расчетная осевая сила при растяжении от внешних нагрузок;  $R_t$  — расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению (см. прилож. 15);  $A_n$  — расчетная площадь сечения кладки нетто.

**Расчеты неармированной кладки по I группе предельных состояний, общие положения. Расчеты неармированной кладки на центральное и внецентренное сжатие, на изгиб и срез.** Предельное состояние — состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявленным требованиям. Камен. и армокам.-е конструкции рассчитывают по 2-м пред-м сост-ям. Расчеты по I группе — это состояния, при которых к-ции нельзя эксплуат-ть из-за их разрушения или потери устойчивости; для того, чтобы не наступили предельные состояния I группы, необходимо подтвердить это расчетами на прочность и устойчивость. Предельные состояния не происходят при  $T \leq T_u$ ;  $T$  — усилие или напряжение в элементе от действующих расчетных нагрузок ( $N$ ;  $M$ ;  $Q$ ).  $T = f(g_n, v_n, \gamma_n, \psi, c)$ ;  $g_n$  — нормативное значение const нагрузок;  $v_n$  — нормативное значение временных нагрузок, определяется по паспорту на оборудование;  $\gamma$  — коэф-т надежности по нагрузке;  $\gamma_n$  — коэф-т по надежности здания;  $\psi$  — коэф-т сочетаний;  $c$  — расчетная схема.  $g_n$  определяется по нормативной плотности материалов и размерам; нормативно — распределенные нагрузки при обслуживании и складировании инструментов и материалов определяются по нормам проектирования. Нагрузки от

атмосферных воздействий зависят от расположения, конфигурации, размеров и определяются по нормам проектирования (СНиП «Нагрузки и возд-я»).  $\gamma_t$  – учитывает неблагоприятные отклонения нагрузки от нормативной величины. На  $\gamma_t$  делится или умножается значение нормативных нагрузок.  $\gamma_n$  зависит от степени ответственности: I степень –особо ответственные (АЭС), II степень –большинство зданий  $\gamma_n = 1 - 1,2$ ; для промышленных и гражданских зданий  $\gamma_n = 0,95$ .  $\psi$  учитывает вероятность неблагоприятного действия различных нагрузок вместе.  $T_u$  – усилие (напряжение);  $T_u = f(S; R; R_s; \mu_s; z)$ ; S учитывает форму и размеры сечения; R – прочность кладки определяется расчетным сопротивлением;  $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры;  $\mu_s$  – учитывает количество арматуры, определяется коэф-том армирования;

z – учитывает длительность действия нагрузки, т.к. прочность зависит от длительности, места приложения нагрузки и др. факторы, влияющие на прочность кладки. **Центрально – сжатые.** Их расчеты выполняют исходя из прочности и устойчивости.



Элементы напряжений при центральном сжатии в кладке принимаются с одинаковыми напряжениями по всей площади. Сжимающая сила должна быть приложена в центре тяжести площади сечения. Расчет на прочность  $\sigma \leq R$ ;  $\sigma = N/A$ ;  $\Rightarrow N \leq R_{amg}$  необходимо учесть влияние длительности нагрузки на прочность

кладки  $\Rightarrow mg$ ;  $N \leq N_u$  Такой расчет справедлив для коротких элементов при гибкости  $\lambda \leq 14$ . Для длинных элементов разрушение наступает от потери устойчивости, хотя прочность может быть достаточна. Влияние устойчивости учитывается коэффициентом продольного изгиба  $\varphi$ ;  $\sigma = N / A\varphi \Rightarrow N \leq N_u\varphi = \varphi R_{amg}$ ;  $\varphi$  зависит от упругой характеристики кладки  $\alpha$  и гибкости  $\lambda = l_0/i$  и  $\lambda h = l_0/h$  при прямоугольных элементах. **Рис(1)**  $l_0$  – расчетная длина элемента (высота) определяемая с учетом условий закрепления.  $i$  – радиус инерции наименьший;  $h$  – размер сечения прямоугольного (наименьший).  $\gamma$  – учит дл-ное д-вие нагр-ки  $mg = 1 - \eta Ng/N$ ;  $Ng$  – часть длительно действующей силы в общей силе  $N$ ;  $\eta$  – принимается в зависимости от гибкости элемента и вида кладки по СНиП. Для элементов при  $l_0 \geq 8,7$ см или  $h \geq 30$ см  $\Rightarrow mg = 1$ ; Коэффициент  $mg$  и  $\varphi$  принимают для сечений, где выполняется расчет. **Внецентренное сжатие** – наиболее распространенный случай работы каменных элементов. Эксцентриситет приложения силы относительно ц.т. площади сеч. только в одну сторону. Так работают стены, на которые опираются плиты и балки перекрытия. **РИС(2)**

Работа на внецентренное сжатие, зависит от величины эксцентриситета: а) все сечение будет сжато, но с эксцентриситетом; б) эксцент-т е больше, чем в случае а, и если эти растяг напряжения не превышают прочности кладки при раст, то трещины образовываться не будут. Случай в) на **рисунке(3)**. Для расчета внец-сж-х элементов \* допущения: 1) растянутая зона не работает 2) Напряжения в сжатой зоне принимаются одинаковыми по величине, т.е. эпюра напряжений линейно-параболическая. 3) Размер сжатой части определяется из условия равенства нулю статического момента, площади этой части относительно ее центра тяжести, который совпадает с точкой приложения внешней силы. Сжатая часть будет испытывать центральное сжатие, но прочность кладки в этой части будет несколько выше, чем при обычном центральном сжатии, т.к. учитывается влияние оставшейся части сечения. Для определения  $\varphi$  необходимо также учитывать влияние всей площади сечения.  $N \leq \varphi R_{amg}$ ;  $N \leq R_{ac} mg \varphi \omega$ ;  $\omega$  – учитывает возрастание прочности кладки при внецентр. сжатии;  $\omega = 1 + e_0/2\varphi \leq 1,45$  – для произвольного сечения.  $\omega = 1 + (e/h) \leq 1,45$  – для прямоугольного сечения;  $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$ ;  $\varphi$  – к прод изгиба для всего сечения;  $\varphi_c$  – для сжатого сечения;  $mg$  – учитывает действие нагрузки по длительности и зависит от эксцентриситета и размеров сечения.

$mg = 1 - \eta Ng/N \times (1 + 1,2 e_{ог}/h)$ ;  $e_{ог}$  – эксц-т для длительной части нагрузки;  $mg = 1$  если  $h \geq 30$ см или  $l_0 \geq 8,7$ см. При расчетах несущих и самонесущих стен следует учитывать влияние случайного эксцентриситета: 20см – для несущих стен и 1см для самонесущих стен.  $e_0 = e_{ог} + e_c$ ; при внецентренном сжатии величина эксцентриситета ограничивается  $e_0 \leq 0,9y$  – основное;  $e_0 \leq 0,95y$  – особое.  $h \leq 25$ см:  $e_0 \leq 0,8y$  – основное;  $e_0 \leq 0,85y$  – особое;  $y$  – расстояние от ц.т. всего сечения до грани в сторону эксц-та. В направлении перпендикулярном направлению эксцентриситета элемент работает на центральное сжатие  $\Rightarrow$  необходимо выполнить проверку прочности в перпендикулярной плоскости на центральное сжатие.

**На изгиб РИС(4;5)** работают стены подвалов, подпорные стенки и т. д. Работа на изгиб по перевязанному сечению не допускается. Простенки при давлении ветра работают на изгиб. Каждый пояс работает на изгиб по перевязанному сечению. Расчет выполняется на действие момента в предположении упругой работы кладки на изгиб. Прочность на изгиб обеспечена, если  $\sigma_{max} \leq R_t$  – расч сопротивление при растяжении.  $\sigma_{max} = M_{max}/W$ .  $\rightarrow M_{max} \leq R_t \cdot W$ .  $W = bh^2/6$  в изгибаемых элементах кроме М ещё действует Q. Прочность обеспечена если срезающее напр-е от Q не превышает расч сопр-е растяж-ю кладки при изгибе.  $\tau \leq R_{tw}$ , т-напр. от действия Q.  $\tau = Q/(b \cdot z)$ ;  $z$  – плечо пары сил; для прямоугол. сечения  $z = 2 \cdot h/3$ . **Срез.** Может быть по перевязанному сечению и не по перевязанному сечению. 1) Правая часть сдвигается относительно левой  $Q \leq R_q \cdot A$ , где  $R_q$  – расчетное сопротивление срезу;  $A = bh$ ; 2) Срез верхней части относительно нижней. Этому срезу препятствует прочность кладки при срезе и силы трения, препятствующие сдвигу по перевязанному сечению.  $Q \leq Q_{sq} + Q_c$ ;  $Q_{sq}$  – поперечная сила, действующая вследствие прочности на срез,  $Q_{sq} = R_q \cdot A$ ;  $R_q$  – расчетное сопротивление кладки насрез.  $A = h \cdot l$  – площадь плоскости среза;  $Q_c$  – поперечная сила, воспринимаемая за счет трения; Она зависит от коэффициента трения, от площади сдвига, на которой действует сила трения, от напряжений, которыми сжимаются сдвигающие части. Зависит от вида кладки и неравномерности распределения трения по площади.  $Q_c = 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot G_0 \cdot A$ ; 0,8 – коэф-т неравномерности,  $n$  – учитывает вид кладки ( $n = 1$  при кладке из сплошного кирпича или камней;  $n = 0,5$  – для пустотелых);  $\mu$  – коэф-т трения кладки по шву для кирпичей и камней правильной формы  $\mu = 0,8$ ;  $G_0$  – среднее напряжение сжатия в расчетном сечении по площади среза.  $G_0 = N/A$ ,  $N$  – расчетная сила по площади среза; Если сверху никакого усилия нет, только собственный вес  $\Rightarrow N = \gamma \cdot h \cdot b \cdot l \cdot \gamma_t \cdot \gamma_n$ ;  $\gamma_n$  – учитывает неблагоприятное отклонение.  $\gamma_t = 1$ ,  $\gamma_t = 0,9$  т.к. неблагоприятным является уменьшение расчетной нагрузки по сравнению с нормативным значением.

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным. В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец. Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры. Опытами выявлено наличие повышенного сопротивления бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спираль и кольца подобно обоям сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести. Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование. Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида рассчитывают по формулам (4.6), (4.7), (4.8), в которых учитывают лишь часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток, колец или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона