

Донченко О. М., канд. техн. наук, проф.,
Пащенко Ж. И., аспирант

Белгородский государственный технологический университет им. В. Г. Шухова

ПРОЧНОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ КЛАДКИ ИЗ ПУСТОТЕЛЫХ КЕРАМЗИТОБЕТОННЫХ КАМНЕЙ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ

znp2302@mail.ru

Сопоставление опытных данных и теоретических результатов, определенных по разработанной нами теории и методике, для широкого диапазона изменения прочности камня и раствора (от М50 до М 150), показало хорошую степень их согласованности, поскольку максимальные погрешности счета находились в пределах 7-8%.

Еще более сложной для определения трещиностойкости и прочности является пространственная задача кладки из таких материалов, армирована горизонтальными металлическими сетками в каждом или через несколько рядов камня.

Проведенные нами многочисленные машинные вычисления показали хорошую точность разработанной методики для расчета армированной кладки из пустотелых камней. При этом, при армировании кладки в каждом ряду ее прочность увеличивалась в 1,5 раза, через два ряда - в 1,3 раза и через три ряда - в 1,15 раз.

Ключевые слова: прочность, теория работы, методика расчета, центральное сжатие, армированная кладка.

Для строительства гражданских и промышленных зданий в России и странах СНГ в последние десятилетия характерно массовое применение керамзито- и ячеистобетонных камней. Из них повсеместно возводят несущие и самонесущие наружные и внутренние стены, столбы и пилястры не только мало-, но и многоэтажных зданий. Опыт зарубежных стран и прогнозы ведущих специалистов убеждают, что такая тенденция сохранится и на длительную перспективу, а камни будут более разнообразными по форме и деформативно-прочностным свойствам.

Однако, несмотря на высокое развитие строительной науки, многие важнейшие вопросы работы такой кладки еще недостаточно изучены. Теория и нормативная методика расчетов кладки [1], основанная на эмпирической зависимости проф. Л. И. Онищика, полученной в опытах с совершенно другими материалами, необходимой точности не обеспечивает. Для кладки с пустотелыми камнями, растворами высокой прочности она приводит к существенно заниженным результатам, для армированной кладки у нее решений вообще нет. Все это обуславливает актуальность разработки физически достоверной общей теории деформирования каменной кладки и создания более точной методики ее расчетов.

С 2002 г. в БГТУ им. В. Г. Шухова под руководством проф. О. М. Донченко проводятся обширные экспериментально-теоретические исследования особенностей деформирования и исчерпания сопротивления армированной и неармированной кладки из пустотелых керамзитобетонных камней СКЦ от М 50 до М 150 на растворах прочностью от М 25 до М 100 при

кратковременном сжатии. В опытах (более 500 стандартных образцов высотой 104 см) детально изучали вопросы появления и развития вертикальных трещин, величины начального модуля упругости E_0 и упругой характеристики кладки α , закономерности снижения модуля деформаций E' с ростом нагрузки, влияние поперечного армирования на прочность кладки и др.

В ходе проведенных исследований были подтверждены некоторые явления, ранее хорошо известные для традиционной кладки, и получен ряд новых интересных результатов, в том числе:

- прочность неармированной кладки существенно меньше прочности камня, но практически всегда была несколько большей (на 15-20%), чем определенная по нормативной методике [7];

- камень в центрально сжатой кладке находится в сложном пространственном НДС, одновременно испытывая сжатие, изгиб и двухстороннее растяжение, а раствор – всестороннее сжатие;

- изгиб камня вызывается существенной неоднородностью растворной постели, в связи с чем первые локальные вертикальные трещины возникают в центре длины камня, а растяжение в поперечных направлениях обусловлено растягивающими деформациями более деформативного раствора;

- разрушение пустотелого камня в неармированной кладке происходит из-за раздробления его вертикальных стенок после поперечного разрыва соединяющих их горизонтальных перемычек;

- прочность кладки, армированной поперечными металлическими сетками, на 20-50% больше, чем аналогичной неармированной.

В этой связи определение несущей способности и трещиностойкости такой многократно внутренне статически неопределимой системы, какой по существу является кладка, представляет весьма сложную задачу, поскольку она по характеру структурного образования и условиям работы материалов кардинальным образом отличается от объектов, рассматриваемых в теориях упругости и сопротивления материалов. Для описания НДС массива такой макронеоднородной среды, состоящей из конгломерата дискретно расположенных камней и обволакивающих их слоев раствора, применять дифференциальные уравнения теории упругости и пластичности недопустимо, поскольку не выполняются их основные предпосылки о сплошности и однородности материалов.

Поэтому использование в расчетах кладки традиционных формул сопротивления материалов при простейших нагружениях осевого сжатия и растяжения неправомерно, поскольку противоречит физике явлений. Здесь, как для композитивной среды, состоящей из материалов, обладающих различной прочностью на эти виды деформирования, наиболее удачные решения дают теории и гипотезы, основанные на использовании энергетических принципов. Решение искомой теоретической задачи следует получать путем рассмотрения НДС отдельных совместно работающих камней и растворных швов, т.е. необходим дифференцированный подход к различным, как по механическим свойствам, так и по условиям работы материалам. Для такого подхода в общем случае расчетов необходимо знание действительных законов деформирования камня и раствора и рассмотрение реальных поверхностей деформирования и разрушения кладки, т.е. принятие новых, более строгих предпосылок, допущений и гипотез. В принципе, они могут быть новыми и старыми, но хорошо апробированными на практике. При этом одно требование должно быть неизменным. Они должны быть более точными, чем действующие, и не противоречить здравому физическому смыслу. Усложнение математического аппарата в этом случае в условиях широкого использования ЭВМ может быть допущено без каких-либо ограничений.

Для решения этой сложной задачи принимаем следующие основные предпосылки, допущения и концепции, объясняющие механизмы деформирования, растрескивания и разрушения кладки:

1. Теоретическое определение трещиностойкости и прочности кладки в общем случае ее образования может быть получено только на основе совместного рассмотрения условий равновесия и деформаций.

2. Условия деформаций принимаются с учетом действительных механических свойств материалов. Деформирование камня и раствора является неупругим (нелинейным) со снижающимся с повышением нагрузки модулем деформации E' и увеличивающимся коэффициентом поперечных деформаций (коэф. Пуассона) ν .

3. В соответствии с принципом «самого слабого звена», первая локальная вертикальная трещина возникает в центре длины камня, обладающего наименьшими пределами прочности на сжатие и растяжение, $R_{к.с}^{\min}$ и $R_{к.р}^{\max}$, а перерастание локальных трещин в магистральную соответствует моменту растрескивания камня с наибольшими пределами прочности на сжатие и растяжение $R_{к.с}^{\max}$ и $R_{к.р}^{\max}$.

4. Истощение прочности неармированной кладки происходит при разрушении в условиях продольного изгиба отдельных высоких столбиков-ветвей поперечным сечением до 10x10 см, на которые кладка расслоилась магистральными трещинами.

5. В кладке, часто армированной горизонтальными сетками, истощение сопротивления происходит в результате высыпания раствора из швов или раздавливания бетона вертикальных стенок пустотелых камней.

6. Разрушение отдельных ветвей-столбиков или стенок камней обуславливается потерей прочности камня или раствора в локальной области от совместного действия главных напряжений трех направлений.

Проведенный статический и конструктивный анализ особенностей деформирования такой кладки показал, что наибольшую степень согласованности теоретических и опытных результатов для нее дает гипотеза удельной потенциальной энергии формоизменения [4], представляющая обобщение энергетических теорий прочности Губера-Мизеса-Генки на упруго-пластические материалы. Ее физическая сущность — «предельное состояние материала независимо от того, находится ли он в линейном или сложном пространственном НДС, наступает в локальной области при достижении удельной потенциальной энергии формоизменения предельной (опасной) величины». Аналитическое выражение этой теории:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_3 \cdot \sigma_1) - (R_c - R_p) \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = R_c - R_p, \quad (1)$$

где $\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$ - главные напряжения различных направлений; R_c и R_p - предельные сопротивления материала центральному сжатию и растяжению; γ - числовой параметр.

При $\gamma=1/2$ (по П. П. Баландину) получаем поверхность вращения второго порядка в виде параболоида, наиболее приемлемую к бетонам и растворам, работающим в условиях всестороннего сжатия или сжатия с растяжением. По-

$$\sigma_1 = \frac{(1 - \alpha_2 - \alpha_3)}{2 \cdot (1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_2^2 + \alpha_3^2 - \alpha_2 \cdot \alpha_3)} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4R_c \cdot R_p (1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_2^2 - \alpha_3^2 - \alpha_2 \cdot \alpha_3)}{(1 - \alpha_2 - \alpha_3)^2 \cdot (R_c - R_p)}} \right). \quad (2)$$

Подставляя в (2) значения пределов прочности материалов R_c и R_p , и величины коэффициентов поперечных напряжений α_2 и α_3 , соответствующих рассматриваемой стадии работы кладки с учетом их знаков, можно получить величины напряжений в камне и растворе для всех ее предельных состояний. Коэффициент α_2 соответствует продольному нормальному напряжению в камне вдоль ложка и отражает сумму двух компонент напряжений - растяжения камня от более деформативного раствора $\alpha_{к,р}$ и от изгиба на неоднородном основании растворной постели $\alpha_{к,ф}$. Точно также, коэффициент α_3 соответствует аналогичным напряжениям, но вдоль тычка камня. Коэффициент поперечных напряжений сжатия для раствора α_4 от сдерживающего влияния камня равен только коэффициент $\alpha_{р,с}$ от сжимающих поперечных напряжений.

Естественно, что точность рассматриваемой задачи зависит от достоверности определения компонент α_2 и α_3 напряжений в камне и растворе, сложность чего обусловлена их специфическими особенностями. Так, все компоненты нормальных напряжений в камне и растворе, связанные с существенной разностью их деформативных свойств, подчиняются детерминированным законам, а вызываемые изгибом камня на неоднородном растворном основании - стохастическим, поскольку неоднородность растворной постели, отсутствие на ее некоторых участках сцепления с камнем - явления случайные и требуют соответствующего вероятностного подхода.

$$V = a_0 + a_1x + a_2y + a_3z + a_4xy + a_5xz + a_6yz + a_7xyz; \quad (3)$$

$$U = b_0 + b_1x + b_2y + b_3z + b_4xy + b_5xz + b_6yz + b_7xyz; \quad (4)$$

$$W = c_0 + c_1x + c_2y + c_3z + c_4xy + c_5xz + c_6yz + c_7xyz; \quad (5)$$

где: V ; U и W - перемещения разных направлений; x , y и z - текущие координаты; $a_0 \div a_7$; $b_0 \div b_7$; $c_0 \div c_7$ - неизвестные коэффициенты.

В результате получаем полную картину НДС камня и растворной постели различных марок и высот. Анализ особенностей НДС в камне и растворе позволил установить ряд характерных явлений, а именно:

сколько все главные напряжения при нагружении кладки сжатием изменяются практически взаимно пропорционально, то два из них - напряжения поперечных направлений σ_2 и σ_3 можно представить в виде функций от третьего вертикального $\sigma_1 = g$.

Принимая $\sigma_2 = \alpha_2 \cdot \sigma_1$ и $\sigma_3 = \alpha_3 \cdot \sigma_1$, имеем основное для решения рассматриваемой задачи уравнение в замкнутой форме:

Для определения компонент нормальных напряжений в камне и растворе от разности их деформативных свойств рассмотрим НДС центрально нагруженного столба, состоящего из отдельных параллельно уложенных друг на друга слоев камня и раствора. Будем исследовать фрагмент этого столба (рис. 1), вырезанный двумя горизонтальными плоскостями, проведенными через середины смежных рядов раствора и камня. Расчетная схема такого фрагмента представляет нагруженные равномерно распределенной вертикальной нагрузкой (сжатием) интенсивностью g пластины из разных материалов, жестко соединенные между собой и опирающиеся на жесткое основание без трения.

Решение этой пространственной задачи осуществляем в нелинейной постановке методами конечных элементов в перемещениях с использованием вычислительного комплекса «Лира». Будем учитывать реальное снижение модуля деформации E'_p и увеличение коэффициент поперечных деформаций V'_p раствора. Объемы камня и раствора разбиваем на прямоугольные параллелепипеды с тремя степенями свободы в каждом узле (рис. 2). При этом пластину, имитирующую камень, делим на 8 слоев, а раствора - на 4 слоя. По длине эти пластины разделяем на 10 поперечных сечений, а по ширине - на 5.

Поле перемещений внутри каждого параллелепипеда аппроксимируем полилинейными функциями вида:

1. Эпюра нормальных напряжений в поперечных сечениях камня явно нелинейна и существенно вогнута в центре его высоты и, чем больше отношение высот раствора и камня $\beta = \frac{h_p}{h_k}$, тем больше величина его нормальных растягивающих напряжений.

2. Эпюра нормальных напряжений в растворном шве в меньшей степени зависит от соотношения высот материалов и практически является прямоугольной.

3. Распределение напряжений в поперечных сечениях материалов, получаемые при решении пространственной и плоской задач, практически совпадают.

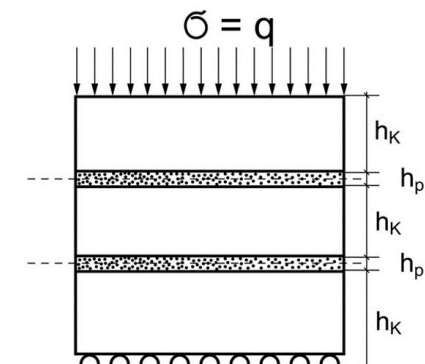


Рис. 1. Расчетная схема центрально-сжатого столба

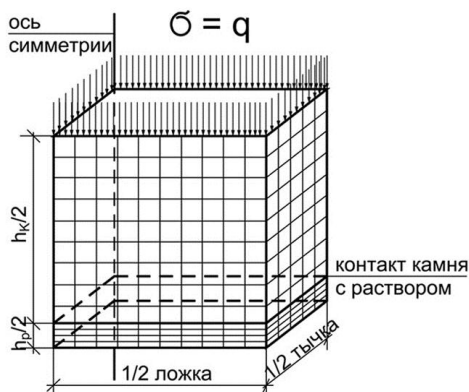


Рис. 2. Схема давления расчетного фрагмента столба на конечные элементы

С физической точки зрения, для решаемой задачи наиболее важное значение имеют величины максимальных нормальных напряжений в камне по линии его контакта с раствором, а для последнего, наоборот, минимальные в центре его высоты.

Анализ результатов проведенных исследований показал, что точное решение задачи распределения нормальных поперечных напряжений в материалах, вызываемых разностью их деформативных свойств, к сожалению, не имеет замкнутой формы и оказалось столь сложным, что использование его для практической инженерной работы не целесообразно. Это предопределило необходимость проведения поиска более простых, приближенных методов решения. Проведенный анализ показал, что решая плоскую задачу для трех пластин из двух

материалов, жестко соединенных между собой и сжатых вертикально равномерно-распределенной нагрузкой g без учета трения на опорных поверхностях (рис. 3) с принятием допущений о плоском сечении, прямоугольной эпюре нормальных напряжений в растворе и параболической в камне, можно весьма просто получить искомое решение замкнутой форме.

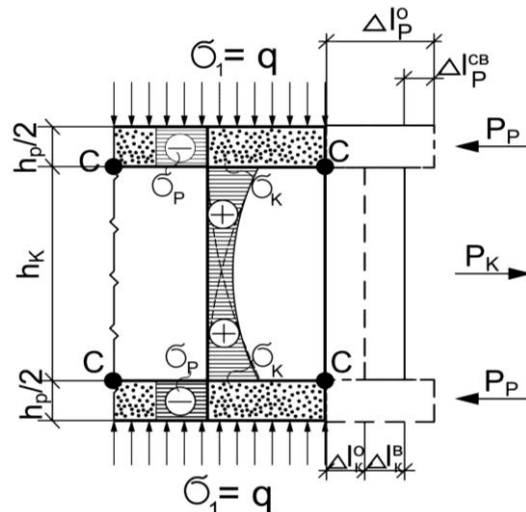


Рис. 3. Характер распределения нормальных усилий и напряжений в камне и растворе

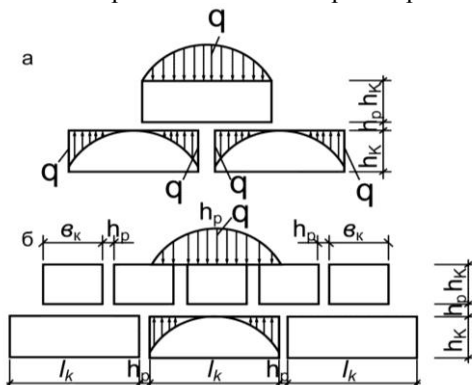


Рис. 4. Схема распределения давления в камнях кладки: а – цепная перевязка; б – двухрядная

Записывая условия равновесия и совместности деформаций на контакте двух пластин по линиям С-С, имеем:

$$P_k = 2R_p/2; E_k = E_p \tag{6}$$

Учитывая, что относительные поперечные деформации камня E_k и раствора E_p складываются из свободных E^0 и вынужденных компонент E^B зависимости (6) получают вид

$$E_k^0 + E_k^B = E_p^B - E_p^0 \tag{7}$$

Решая совместно (6) и (7) с учетом следующих соотношений

$$E_k^0 = V_k^0 \cdot \sigma_2 / E_k^0; E_k^B = 3P_k / h_k \cdot E_k^0; E_p^0 = V_p^0 \cdot \sigma_2 / E_p^0; E_p^B = P_p / h_p \cdot E_p^0; n' = E_k^0 / E_p^0, \tag{8}$$

получаем несложные выражения для определения искомых коэффициентов нормальных напряжений в камне и растворном шве, соответственно:

$$\alpha_{к.р} = \frac{(V'_p \cdot n' - V'_к)}{(1 + n'/3\beta)}; \alpha_{р.с} = \frac{(V'_p \cdot n' - V'_к)}{(3\beta + n')}; \quad (9)$$

Анализ результатов проведенных нами многочисленных машинных экспериментов /вычислений/ для кладки из пустотелых камней и традиционных растворов различных прочностей и соотношений высот камня и раствора показал, что приближенное решение для всего широкого диапазона изменяемых характеристик материалов достаточно точно совпадает с точными решениями пространственной задачи, поскольку погрешности его применения не превышали $\pm 5,0\%$. При этом, значения n' принимались дискретно: от 0,5 до 15,0 через 0,5, что соответствует разным стадиям работы кладки – от образования первых трещин до исчерпания сопротивления.

Другой сложной задачей является определение компонент нормальных поперечных растягивающих напряжений в камне при изгибе на неоднородном растворном основании. Анализ многочисленных опытных данных не позволяет, покамест, выявить однозначные закономерности их величины и характера распределения по длине и ширине камня от свойств раствора, высоты горизонтальных и толщины вертикальных растворных швов, структурной системы перевязки кладки и других ее специфических свойств и факторов, что характерно для недетерминированной, стохастической системы. Применение здесь самых современных вероятностных методов с использованием зависимостей Максвелла и рядов Фурье приводит к необходимости решения сложных интегро-дифференциальных уравнений, затруднительных для использования в инженерных расчетах.

На основании рассмотрения особенностей деформирования камня в кладке доказано, что даже в условиях идеального центрального сжатия на его ложке перед появлением первой трещины всегда имеются один или два максимума вертикальных перемещений, расположенных в центре его длины, а на тычках на всех стадиях работы – тоже один-два максимума, расположенных в четвертях их длины. Так же, один или два максимума перемещений имеются и в половинках камня после прохождения магистральной трещины.

Это позволяет рассматривать отдельные камни в кладке как пластины, лежащие на неоднородном упругом основании, сжимаемые неравномерно распределенной нагрузкой, обусловленной неоднородностью растворной постели, системой перевязки и наличием вертикальных швов. Так, при традиционно применяемых существенно, деформативных растворах в центре длины камня в зоне вертикального шва всегда имеет место ослабления основания, что способствует характеру нагружения камня в виде двух прямоугольных или параболических треугольников, составленных катетами вместе (рис. 4). В нижележащих камнях распределение напряжений будет, естественно, обратным. В более значительной степени это характерно в местах незаполненных вертикальных швов. Аналогичный эффект создается и отдельных камнях кладки, у которой тычковые и ложковые ряды камней чередуются по высоте (рис. 4).

Естественную изменчивость деформативных свойств растворной постели, которая по данным исследований [2, 3, 4, 5, 6, 7] обычно колеблется в пределах 1,25-2,5, и ее отпор можно учесть, как это производится при расчете фундаментов зданий, возводимых на неоднородных грунтах по косинусоиде

$$K(x) = K_p \left(1 \pm C_1 \cdot \cos \frac{\pi x}{\ell_1} \right) \quad (10)$$

где: K_p - величина среднего отпора; x - текущая координата; ℓ_1 - полудлина камня с переменным коэффициентом жесткости; C_1 - коэффициент, характеризующий степень изменчивости сжимаемости основания, равен

$$C_1 = (\gamma - 1) / (\gamma + 1) \quad (11)$$

В (11) коэффициент γ , согласно вероятностным методам, определяет степень изменчивости жесткости основания соотношением его начальных модулей упругости E_p^{\max} и E_p^{\min} на отдельных участках длины камня

$$\gamma = E_p^{\max} / E_p^{\min} \quad (12)$$

Таким образом, эпюры коэффициентов жесткости и, соответственно, отпора представлены параболическими симметричными трапециями (рис. 5, а) экстремумами ординат на торцах ложка. Такие же параболические, но несимметрические трапеции этих коэффициентов, будут и по тычку камня (рис. 5, б).

Наихудшая комбинация усилий будет, если распределение сжимающей нагрузки по верху камней задать аналогично закону отпора основания, но ассиметрично, т.е. со сбивкой на

половины. Тогда изменение вертикальных давлений будет происходить по косинусоиде:

$$q = B_1 \left(1 \pm C_1 \cdot \cos \frac{2\pi x}{l_1} \right) \quad (13)$$

и часть этой нагрузки с максимальной ординатой $2C_1 \cdot B_1$ будет создавать изгиб камня.

Определение НДС камней решали методами конечных элементов в перемещение с использованием вычислительного комплекса "Лира". Для этого пластину, имитирующую

половину камня с размерами 19,0x15,0 см, разбивали сеткой на прямоугольные параллелепипеды с тремя степенями свободы в каждом узле. По высоте пластину разбивали на 8 слоев, по длине на 10, по ширине на 5 сечений. Поле внутри перемещений каждого параллелепипеда аппроксимировали полилинейными функциями типа [3-5].

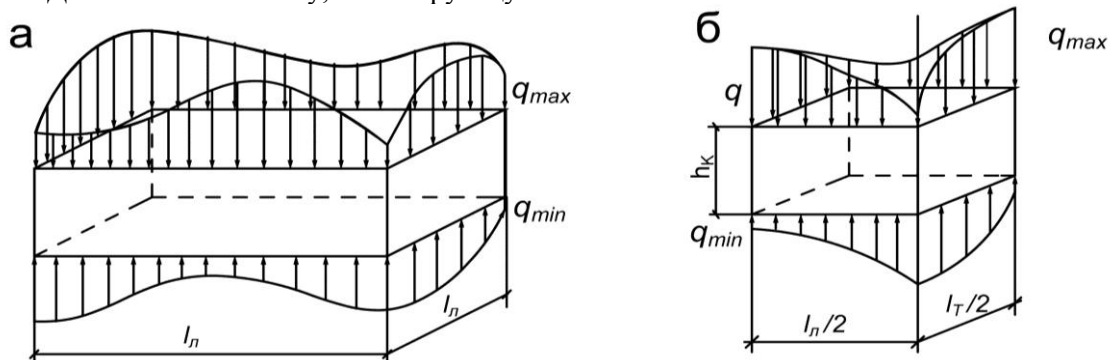


Рис. 5. Эпюра нагрузки и отпора основания для камня:
а – целого, б – половинки

Решение этой сложной пространственной задачи показало существенную величину нормальных поперечных напряжений растяжения от изгиба в пластине-камне даже при небольшой неравномерности их нагружения, так же и то, что первая локальная трещина должна возникать в центре длины ложка. В половинке камня и тычке при исчерпании сопротивления имеются две зоны максимальных изгибающих моментов, что хорошо согласуется с нашими физическими воззрениями и подтверждается в опытной практике. Сложность получения таких решений в замкнутой форме обусловила поиск более простых, т.е. приближенных способов определения нормальных напряжений от изгиба камня. В результате обработки машинных экспериментов (вычислений) были получены следующие простые аналитические зависимости, которые учитывают главные особенности исследуемого процесса для стадий:

- трещинообразования

$$\alpha_{к.из} = 2C_1 B_1 \ell_n^2 C_2 / 72W_k \quad (14)$$

-исчерпания сопротивления

$$\alpha_{к.из} = 2C_1 B_1 \ell_n^2 C_2 / 48W_k \quad (15)$$

где C_2 – коэф. увеличения нормальных напряжений для камня, учитывающий соотношение его длины и высоты, т.е. переход от балки к балке-стенке. На основании

рассмотрения НДС балок-стенок в посредством решения задачи теории упругости по методу сеток для элементов с соотношением в пределах от 1,0 до 4,0 несложными методами аппроксимаций он получен нами в виде $C_2 = 1 + \frac{1}{1 + 0,5 \cdot (\ell / h_k)^3}$ (16).

Теперь мы располагаем всеми зависимостями, необходимыми для решения рассматриваемой задачи и расчета неармированной кладки при центральном сжатии. В них не учтена только возможная составляющая нормальных напряжений в растворе из-за изгиба камня в связи с ее незначительностью (на порядок меньше). Необходимо отметить, что применение других видов огибающих эпюр нагрузки и отпора без изменения количества их максимумов, в том числе и в виде прямоугольных треугольников не изменяло значений коэффициентов нормальных напряжений от изгиба камня, полученных по точному и приближенному решениям.

Подставляя минимальную прочность камня в (2) с учетом зависимостей (14 и 15), получаем прочность кладки при появлении вертикальной трещины

$$R_k^{mp} = \frac{A \cdot (R_{k.c}^{\min} - R_{k.p}^{\min})}{2B} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot R_{k.c}^{\min} \cdot R_{k.p}^{\min} \cdot B}{A^2 \cdot (R_{k.c}^{\min} - R_{k.p}^{\min})}} \right) \quad (17)$$

Прочность кладки при образовании в этом вертикальном сечении магистральной трещины

$$R_k^M = \frac{A \cdot (R_k^{\max} - R_{k,p}^{\max})}{2B} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot R_{k,c}^{\max} \cdot R_{k,p}^{\max} \cdot B}{A^2 \cdot (R_{k,c}^{\max} - R_{k,p}^{\max})}} \right) \quad (18)$$

В (17) и (18)

$$A = (1 - \alpha_2 - \alpha_3);$$

$$B = (1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_2^2 + \alpha_3^2 - \alpha_2 \cdot \alpha_3)$$

Теперь, после разделения кладки магистральными трещинами на ряд ветвей-

$$R_k = \frac{D \cdot (R_{k,c} - R_{k,p})}{2E} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot R_{k,c} \cdot R_{k,p} \cdot E}{D^2 \cdot (R_{k,c} - R_{k,p})}} \right) \quad (19)$$

- по раствору

$$R_p = \frac{K \cdot (R_{p,c} - R_{p,p})}{2M} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot R_{p,c} \cdot R_{p,p} \cdot M}{K^2 \cdot (R_{p,c} - R_{p,p})}} \right) \quad (20)$$

$$B \quad (19) \quad \text{и} \quad (20)$$

$$D = (1 - 2\alpha_3); E = (1 + \alpha_3^2 + 2\alpha_3); K = (1 + 1\alpha_4); M = (1 + \alpha_4 - 2 \cdot \alpha_4)$$

Таким образом, сопротивление кладки следует определять и по камню, и по раствору, вводя в расчет наименьшее из полученных значений.

Сопоставление опытных данных и теоретических результатов, определенных по разработанной нами теории и методике, для широкого диапазона изменения прочности камня и раствора (от М50 до М 150), показало хорошую степень их согласованности, поскольку максимальные погрешности счета находились в пределах 7-8 %. Необходимо отметить, что теоретические результаты, определенные нами по нормативной методике [1], постоянно на 15-25 % занижали опытную несущую способность из таких материалов кладки. Последнее может быть объяснено, во-первых, недостаточной надежностью [1], во-вторых, использованием в опытных образцах высококачественных пустотелых керамзитобетонных камней ООО «Белгородский завод ЖБК-1», изготавливаемых по передовой немецкой вибрационно-прессовой технологии, которая во время создания эмпирических зависимостей [2] еще не функционировала.

Еще более сложной для определения трещиностойкости и прочности является пространственная задача кладки из таких материалов, армирована горизонтальными металлическими сетками в каждом или через несколько рядов камня. Покамест нормативная методика [1] физически не объясняет свои формулы для расчета армированной кладки. В ней совершенно не объяснено какое

при растрескивании камня с максимальной прочностью равна

столбиков поперечным сечением 9x9 см, исчерпание ее сопротивления в условиях продольного изгиба определяется:

- по камню

напряженное состояние действует в стержнях сетки и каким образом в них действуют усилия. Опыты же показывают, что при исчерпан сопротивлении армированной кладки представленное в этих формулах расчетное сопротивление стали в 240 МПа не достигается и даже наполовину. По нашему мнению, они созданы без разработки достоверной физической модели.

По нашим физическим воззрениям, стержни сеток оказывают существенное влияние на сдерживание растягивающих деформаций раствора [5], во-первых снижая растягивающие напряжения в камне от различия деформативных свойств материалов и, во-вторых, существенно уменьшая неоднородность растворной постели, значительно снижают растягивающие напряжения в камне от изгиба. При этом благотворное влияние горизонтальных сеток распространяется на смежные ряды камня и раствора по высоте на зону Сен-Венана, т.е на высоту, равную длине камня, образуя таким образом "обойму", подобную создаваемой металлическими подушками пресса. Последнее объясняет тот известный факт постепенного снижения эффекта действия металлических сеток с увеличением расстояния между ними по высоте.

Поэтому решение искомой задачи надо искать в снижении поперечных растягивающих напряжений раствора и уменьшении неравномерности и неоднородности растворной постели. Наиболее простыми и действенными решениями здесь могут быть:

1. Принятие приведенного модуля деформаций растворного шва с учетом процента его армирования металлическими стержнями %.

2. Уменьшение неоднородности и неравномерности деформативных свойств растворной постели по длине камня от возможно максимального γ_k^{\max} к возможно минимальному γ_k^{\min} значениям, т.е. от 2 к 1,5.

3. Снижения действия эффекта обоймы по линейному закону от расположения горизонтальных сеток к рассматриваемому сечению.

Приведенный модуль начальной упругости армированного растворного шва определяется так

$$E_p^{np} = \underline{\underline{\quad}} \quad (21)$$

Коэффициент неравномерности и неоднородности армированной растворной постели равен $\gamma_k^{\min} = 1,5$. Снижение действия эффекта "обоймы" Θ по высоте кладки от армированного шва приведено на рис. 6 и равно $\Theta = \gamma/39$.

Использование принятых новых характеристик деформативно-прочностных свойств [4] армированной кладки позволяет получать новые значения для использования расчетных зависимостей для определения растягивающих напряжений в камне и растворе, соответственно, без кардинального изменения структуры.

Аналогия изменения потребуется и для корректировки зависимости, отображающей растягивающие напряжения от сгиба камня. С учетом замены она трансформируется следующим образом.

Как показывают расчеты [3], при армировании кладки в каждом шве коэффициент сдерживания "обоймой" растягивающих напряжений равен 1,356, в каком втором ряду шве -1,00 и в третьем – только 0,323 в наиболее опасном сечении.

Заменяя значения на соответствующие и подставляя их в зависимости мы будем располагать математическим аппаратом для

расчета армированной кладки из керамзитобетонных пустотелых камней на традиционных кладочных растворах.

Проведенные нами многочисленные машинные вычисления показали хорошую точность разработанной методики для расчета армированной кладки из пустотелых камней. При этом, при армировании кладки в каждом ряду ее прочность увеличивалась в 1,5 раза, через два ряда - в 1,3 раза и через три ряда - в 1,15 раз.

На основании всего вышеизложенного можно сформулировать следующие основные выводы:

1. Разработанная на физической основе теория работы и методика расчета армированной и неармированной кладки из керамзитобетонных пустотелых камней является достаточно общей для широкого круга материалов, традиционно применяющихся для каменной кладки.

2. Она основана на использовании действительных деформативно-прочностных свойств материалов и является достаточно точной для проведения инженерных расчетов.

3. Прочность кладки теоретически должна определяться и по камню и по кирпичу.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Онищик Л.И. Каменные конструкции. Госстройиздат, 1939, С. 36-81.
2. Поляков С.В. Длительное сжатие кирпичной кладки. Госстройиздат, 1959, С. 24-48.
3. Донченко О.М., Дегтев И. А. К развитию теории трещиностойкости и сопротивления кладки при сжатии. - М., 2000, С. 16-21.
4. Донченко О.М., Дегтев И.А., Савченко В.И. Прочность и трещиностойкость кладки при центральном сжатии. В кн.: Расчет строительных конструкций и сооружений. - М., 1983, С. 3-19.
5. Донченко О.М., Басов М.А., Ежеченко Д.А. К продольному изгибу каменных конструкций при центральном сжатии // Промышленное и гражданское строительство. 2007. №8. С.32.