

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования

«Брянский Государственный Аграрный Университет »

Факультет энергетики и природопользования

Кафедра природообустройства и водопользования

Зверева Л.А.

**Учебно-методическое пособие для практических
и самостоятельных работ**

по дисциплине «Основы строительного дела»

Раздел «Инженерные конструкции»

Брянск, 2015

УДК 626(07)
ББК 38.6
З 43

Зверева Л.А. Учебно-методическое пособие для практических и самостоятельных работ по дисциплине «Основы строительного дела», 2-е изд. доп. и перераб./Л.А. Зверева. - Брянск: Издательство Брянский ГАУ, 2015г. – 34 с.

Учебное пособие предназначено для студентов очного и заочного обучения направления 280100 Природообустройство и водопользование.

Рецензент: Мельникова Е.А. , БГИТА, к.т.н.

Рекомендовано к изданию методической комиссией факультета энергетики и природопользования от « 3» сентября 2015г., протокол № 1

© Брянский ГАУ, 2015
© Зверева Л.А., 2015

Содержание

Введение.....	4
1. Основы расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий вследствие не упругих деформаций.....	5
2.Материалы для каменных и армокаменных конструкций.....	14
3. Модули упругости.....	20
4. Модуль деформаций кладки.....	22
5.Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии.....	24
6. Внецентренно сжатые элементы.....	28

Введение

Цель изучения дисциплины «Основы строительного дела» - овладение студентами навыками проектирования технически целесообразных и прогрессивных конструкций гидротехнических сооружений, отвечающих требованиям прочности, жёсткости, трещиностойкости, долговечности, экономичности и т.п.; навыками по расчету и конструированию конструкций, пользованию нормами и инструкциями, рабочими чертежами, справочной и технической литературой.

Компетенции обучающегося, формируемые в результате освоения дисциплины:

ОК-3

умением логически верно, аргументировано и ясно строить устную и письменную речь

ПК-3

способностью понимать сущность и значение информации в развитии современного информационного общества, сознавать опасности и угрозы, возникающие в этом процессе, соблюдать основные требования информационной безопасности, в том числе защиты государственной

ПК-6

способностью оперировать техническими средствами при измерении основных параметров природных процессов с учетом метрологических принципов

ПК-15

способностью решать задачи при выполнении работ по стандартизации, метрологическому обеспечению, техническому контролю в области природообустройства и водопользования

1. Основы расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий вследствие не упругих деформаций.

Перераспределение усилий

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом распределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый (**пластическим шарниром**). В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке (рис.1.6.10.а), с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне ($J_b - R_b$), наступает разрушение.

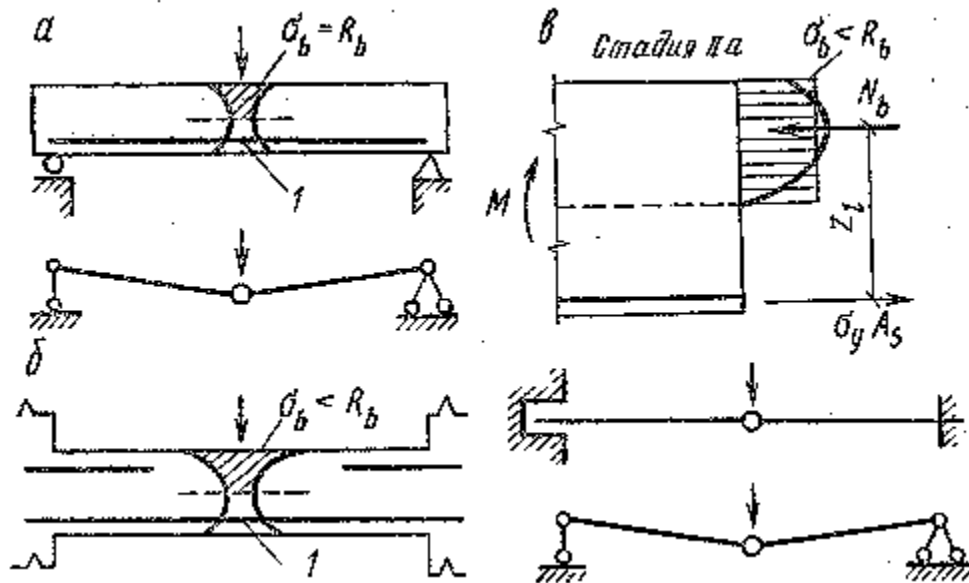


Рис.1. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках: а- пластический шарнир в свободно лежащей балке; б - пластический шарнир в заземленной на опорах балке; в -стадия II на участке пластического шарнира; 1 - участок пластического шарнира.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис.1). В балке, заземленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия II, при которой $J_s = J_y$, но ($J_b < R_b$). Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически

неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя за- щемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров - на обеих опорах и в пролете.

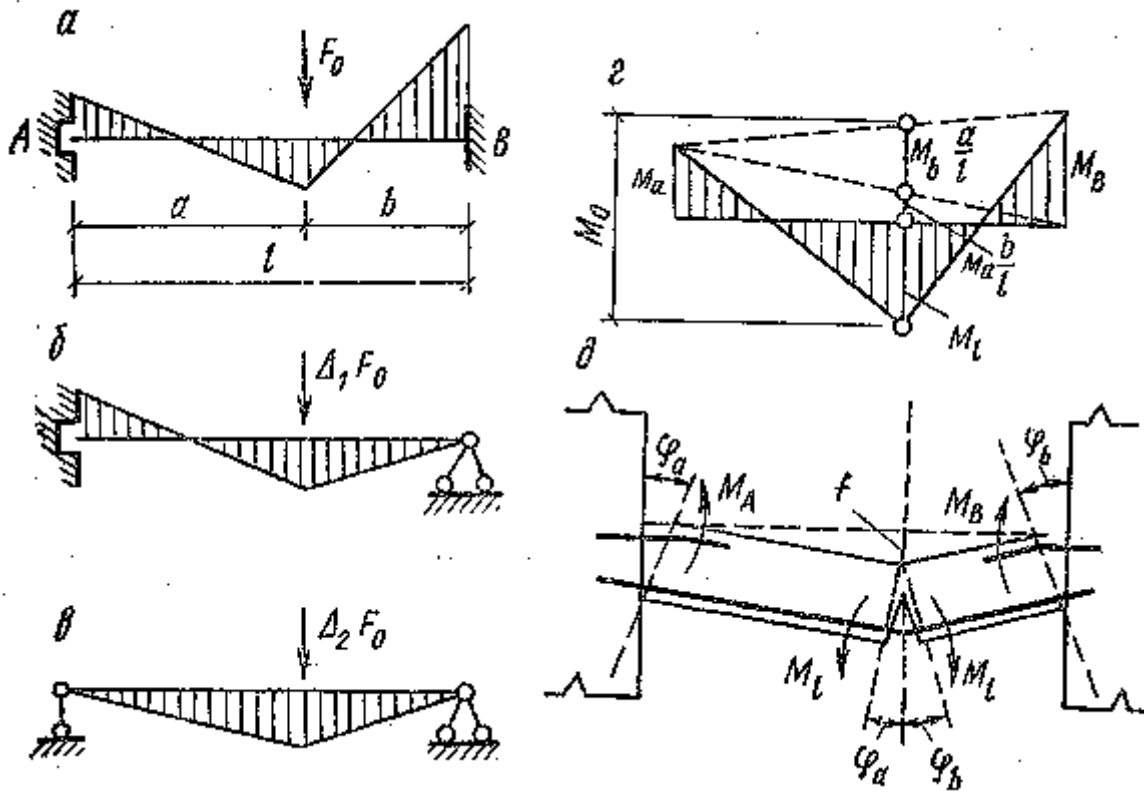


Рис.2. Перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке: а - образование пластического шарнира на опоре В; б - расчетная схема балки с пластическим шарниром на опоре В; в - расчетная схема балки с пластическими шарнирами на обеих опорах; г - предельные расчетные моменты в сечениях балки на опорах и в пролете; д - жесткие звенья балка соединенные пластическим шарниром.

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с n - лишними связями наступает с образованием $n+1$ пластических шарниров.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:

$$M = R_s A_s Z_b \quad (1.8.)$$

Плечо внутренней пары сил z_b после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

Рассмотрим на примере балки, защемленной на двух опорах, последовательность перераспределения изгибающих моментов. С появлением пластического шарнира на одной из опор при нагрузке F_0 балка приобретает новую расчетную схему - с одной защемленной, и второй шарнирной опорами. При дальнейшем повышении нагрузки балка работает по этой новой расчетной схеме.

С момента появления пластического шарнира на другой опоре при увеличении нагрузки на $\Delta_2 F_0$ балка превращается в свободно опертую. Образование пластического шарнира в пролете при дополнительной нагрузке $\Delta_2 F_0$ превращает балку в изменяемую систему, т. е. приводит к разрушению.

Предельные расчетные моменты в расчетных сечениях на опорах и в пролете равны: M_A - на опоре А; M_B на опоре В; M_l - в пролете при нагрузке:

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0 \quad (1.9)$$

В предельном равновесии - непосредственно перед разрушением - изгибающие моменты балки находят статическим или кинематическим способом.

Статический способ. Пролетный момент:

$$M_l = M_0 - M_A b/l - M_B a/l$$

Отсюда уравнение равновесия:

$$M_l + M_A b/l + M_B a/l = M_0 \quad (1.10.)$$

где $M_0 = Fab/l$ - момент статически определимой свободно лежащей балки.

Из уравнения (6.10) следует, что сумма пролетного момента в сечении и долей опорных моментов, соответствующих этому сечению, равна моменту простой балки M_0 . Кроме того, из уравнения (1.10) вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров. Последовательность эта может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия. Однако изменение соотношения моментов в сечениях меняет значение нагрузки,

вызывающей образование первого и последнего пластических шарниров, а также меняет ширину раскрытия трещин в первом пластическом шарнире.

Кинематический способ. Балку в предельном равновесии рассматривают как систему жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами. Если перемещение балки под действием силы F равно f , то углы поворота звеньев

$$\varphi_A = \operatorname{tg} \varphi_A = f / a; \quad \varphi_B = \operatorname{tg} \varphi_B = f / b \quad (1.11)$$

Виртуальная работа силы F :

$$A_F = Ff \quad (1.12)$$

Виртуальная работа моментов:

$$A_M = \sum \varphi M = (\varphi_A + \varphi_B)M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B,$$

а с учетом полученных выше значений φ_A, φ_B :

$$A_M = f(M_l l / ab + M_A / a + M_B / b) \quad (1.13)$$

Уравнение виртуальных работ:

$$A_F = A_M$$

Или

$$Ff = f(M_l l / ab + M_A / a + M_B / b) \quad (1.14)$$

откуда расчетная предельная сила:

$$F = \frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b} \quad (1.15)$$

Если умножить левую и правую части уравнения (1.15) на ab/l , то получим найденное выше статическим способом уравнение равновесия (1.10).

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выровненным моментам дает возможность облегчить армирование сечений, что особенно важно для монтажных стыков на опорах сборных конструкций, а также позволяет стандартизировать и осуществить в необходимых случаях одинаковое армирование сварными сетками и каркасами

тех зон, где при расчете по упругой схеме возникают различные по значению изгибающие моменты. При временных нагрузках и разных загрузениях расчет по выровненным моментам в сравнении с расчетом по упругой схеме может дать 20..30 % экономии арматурной стали.

Значение перераспределенного момента не оговаривают, но необходимо выполнить расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выровненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70 % его значения.

Чтобы обеспечить условия, отвечающие предпосылке метода предельного равновесия, т. е. возможности образования пластических шарниров и развитию достаточных местных деформаций при достижении конструкцией предельного равновесия, необходимо соблюдать следующие конструктивные требования:

конструкцию следует запроектировать так, чтобы причиной ее разрушения не мог быть срез сжатой зоны или раздавливание бетона под действием главных сжимающих напряжений;

армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны $\zeta \leq 0,35$;

необходимо применять арматурные стали с площадкой текучести или сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки.

На действие динамических нагрузок (сейсмика, ударная взрывная волна и т. п.) железобетонные статически неопределимые конструкции также целесообразно рассчитывать с учетом образования пластических шарниров.

Если конструкция армирована стержневой арматурой без площадки текучести, то после достижения каким-либо моментом условного предельного значения $M_{0,2}$ при условном пределе текучести $\sigma_{0,2}$ рост момента не приостанавливается, а замедляется. Несущая способность конструкции в этом случае определяется предельным удлинением арматуры или предельной прочностью бетона сжатой зоны.

Перераспределение усилий в статически неопределимой железобетонной конструкции происходит и на более ранней стадии работы под нагрузкой - под влиянием изменения жесткости опорных и пролетных сечений вследствие образования и раскрытия трещин в растянутых зонах элементов. Хотя это не оказывает заметного действия на перераспределение усилий в состоянии предельного равновесия (перед образованием пластических шарниров), но существенно влияет на работу конструкции в эксплуатационной стадии и поэтому учитывается в расчетах.

Для неразрезных балок упрощенный способ учета перераспределения усилий такого рода состоит в следующем. Опорные моменты вычисляют как в упругой системе и умножают на поправочные коэффициенты, оценивающие неодинаковую жесткость опорных и пролётных сечений. Далее по исправленным опорным моментам обычным путем вычисляют пролетные

моменты. Значения поправочных коэффициентов к опорным моментам при распределенной нагрузке или нескольких сосредоточенных грузах;
для средних опор многопролетных балок:

$$\lambda = 3/(2 + \beta); \quad (1.16)$$

для средней опоры двухпролетной балки:

$$\lambda = 1,5/(0,5 + \beta); \quad (1.17)$$

для первой промежуточной опоры многопролетных балок - среднее значение коэффициента λ из приведенных двух формул.

В этих формулах $\beta = B_{\ell} / B_{\text{sup}}$ - отношение жесткости сечений с трещинами в пролете и на опоре.

Более подробные данные приведены в Инструкции по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий.

Расчет неразрезного ригеля как упругой системы служит основой для следующего перераспределения изгибающих моментов. Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны. Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке. Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают:

$$h = (1/10 \dots 1/15)l; \quad b = (0,3 \dots 4)h \quad (1.18)$$

Изгибающие моменты и поперечные силы неразрезной балки при равных или отличающихся не более чем на 20 % длины пролетах определяют по (прил. 10):

для равномерно распределенной нагрузки:

$$M = (\alpha G + \beta V)l^2; \quad Q = \gamma G + \delta V \quad (1.19)$$

для сосредоточенных нагрузок:

$$M = (\alpha G + \beta V)l; \quad Q = \gamma G + \delta V \quad (1.20)$$

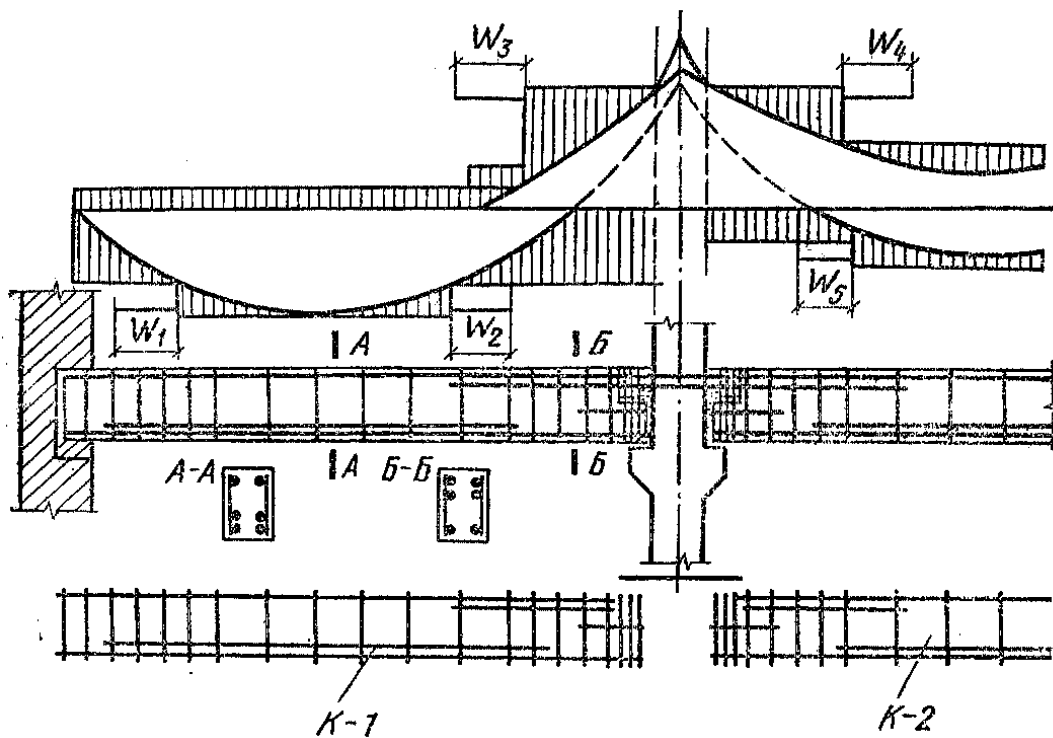


Рис.3. Армирование ригеля и эпюра арматуры.

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролётах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре. В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению опорными моментами.

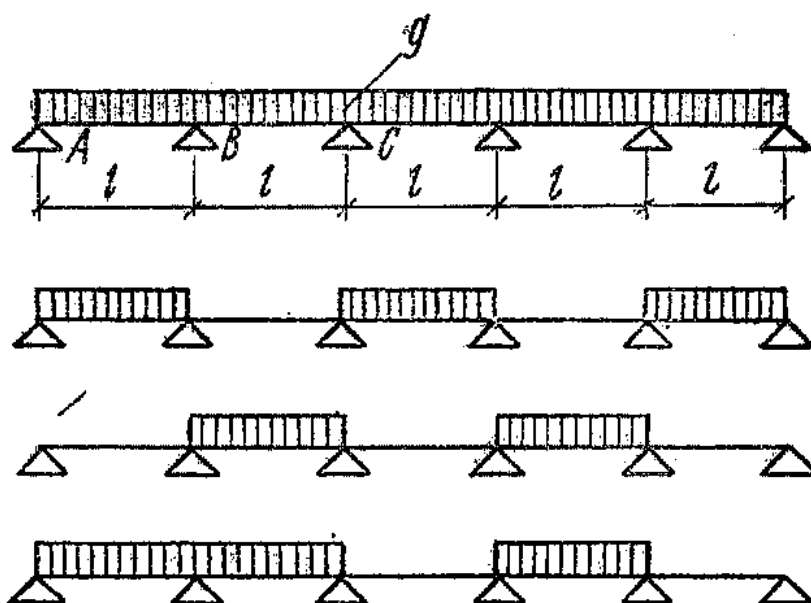


Рис.4. Схема загрузки неразрезного ригеля.

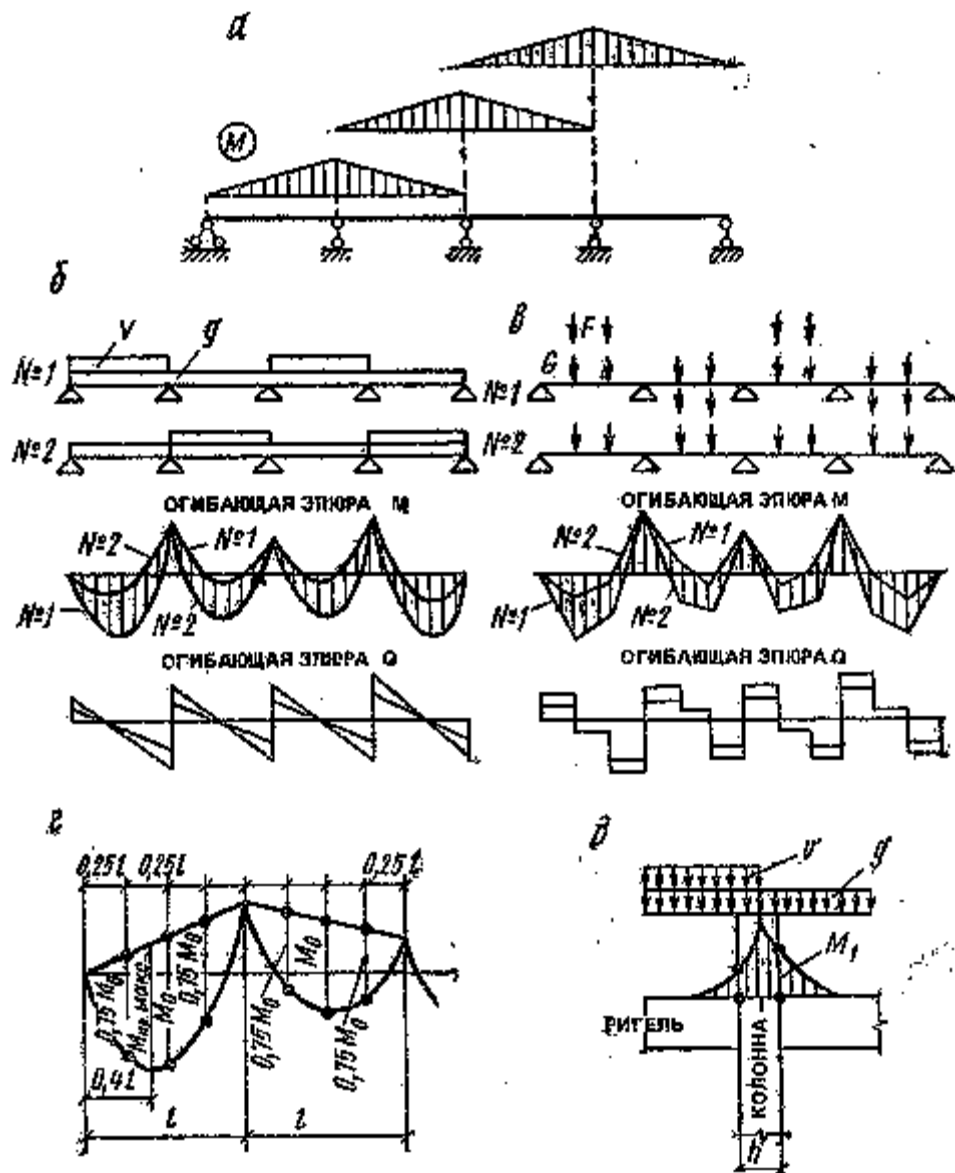


Рис.5. К расчету неразрезного ригеля: а- добавочные эпюры моментов; б- к определению эпюры M от равномерно распределенной нагрузки; в- то же от сосредоточенной нагрузки; г- к построенную эпюры моментов от ,равномерно распределенной нагрузки; д- к определению расчетного момента ригеля по грани колонны.

При этом ординаты выровненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны составлять не менее 70 % значений, вычисленных по упругой схеме. На основе отдельных загрузений строят огибающие эпюры M и Q . Возможен также упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выровненным моментам, состоящий в том, что в качестве расчетной выровненной эпюры моментов принимают эпюру моментов упругой неразрезной балки, полученную для максимальных пролетных моментов при расположении временной нагрузки через один пролет. Расчетным на опоре является сечение ригеля по грани колонны. В этом сечении изгибающий момент:

$$M_1 = M - Q(h/2) \quad (1.21)$$

где h - высота сечения колонны,

Момент M_1 имеет большее абсолютное значение со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой; поэтому в формулу (6.21) следует подставлять значение поперечной силы Q , соответствующее загрузению этого пролета. По моменту M_1 уточняют размер поперечного сечения ригеля при значении $\xi=0,35$:

$$h_0 = 1,8\sqrt{M_1 / R_b b} \quad (1.22.)$$

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре. Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

2.Материалы для каменных и армокаменных конструкций.

Общие сведения. В качестве каменных материалов для кладок используют штучные камни массой не более 40 кг и каменные изделия, изготавливаемые в заводских условиях, масса которых ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования. К штучным каменным материалам относят: кирпич керамический, керамические камни, камни природные правильной формы и бутовые неправильной формы, камни бетонные. Каменные изделия выпускают в виде бетонных блоков различного назначения, блоков из кирпича и керамических камней, блоков из природного камня, вибропанелей из кирпича и керамических камней, бетонных панелей. Каменные материалы, применяемые для кладок, должны удовлетворять требованиям прочности и морозостойкости, чтобы обеспечить прочность и надежность каменных конструкций.

В качестве строительных растворов, для каменных кладок, применяют смеси из неорганического вяжущего (цемент, известь, глина), мелкого заполнителя (песок), воды и специальных добавок. По виду применяемых вяжущих строительные растворы подразделяют на цементные, известковые и смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные). Строительные растворы должны в свежем состоянии обладать подвижностью и водоудерживающей способностью, а в затвердевшем состоянии - обеспечивать необходимую прочность кладки. Для увеличения несущей способности каменной кладки применяют разные способы ее армирования стальной арматурой; такую кладку, называют армокаменной. Использование армокаменной кладки позволяет значительно расширить область применения каменных кладок в конструкциях.

Материалы: Кирпич, камни и растворы для каменных и армокаменных конструкций, а также бетоны для изготовления камней и крупных блоков должны удовлетворять требованиям соответствующих ГОСТов или технических условий и применяться следующих марок:

а) камни — по пределу прочности на сжатие (а кирпич — на сжатие с учетом его прочности при изгибе): 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50 (камни малой прочности — легкие бетонные и природные камни); 75, 100, 125, 150, 200 (средней прочности — кирпич, керамические, бетонные и природные камни); 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 (высокой прочности — кирпич, природные и бетонные камни);

б) бетоны — по пределу прочности на сжатие:

тяжелые — М 50, М 75, М 100, М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400;

на пористых заполнителях — М 25, М 35, М 50, М 75, М 100, М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400;

ячеистые — М 15, М 25, М 35, М 50, М 75, М 100, М 150;

крупнопористые — М 15, М 25, М 35, М 50, М 75, М 100;

поризованные — М 35, М 50, М 75, М 100;

силикатные — М 150, М 200, М 250, М 300, М 400.

Допускается применение в качестве утеплителей бетонов, пределы прочности которых на сжатие 0,7 МПа (7 кгс/см²) и 1,0 МПа (10 кгс/см²); а для вкладышей и плит не менее 1,0 МПа (10 кгс/см²);

в) растворы по пределу прочности на сжатие — 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200;

г) каменные материалы по морозостойкости — Мрз 10, Мрз 15, Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300.

Для бетонов марки по морозостойкости те же, кроме Мрз 10.

2.2. Растворы с плотностью в сухом состоянии — 1500 кг/м³ и более — тяжелые, до 1500 кг/м³ — легкие.

2.3. Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину), возводимых во всех строительно-климатических зонах, в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, но не менее 100, 50 и 25 лет, приведены в табл. 1 и пп. 2.4 и 2.5.

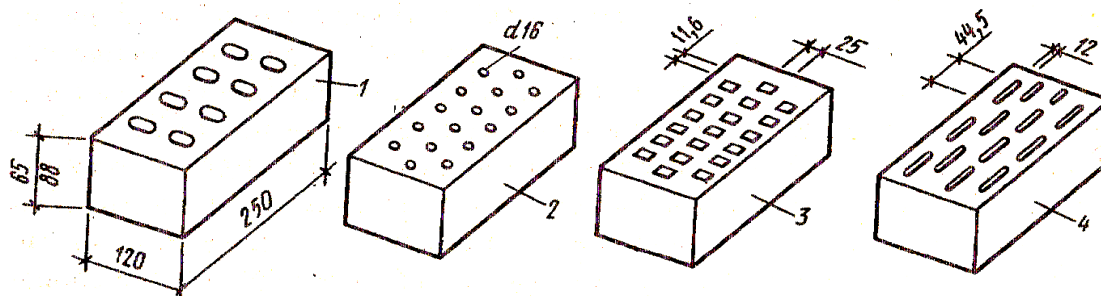


Рис. 4. Виды кирпича: 1-кирпич керамический обыкновенный; 2...4-кирпич керамический пластического прессования;

Примечание. Проектные марки по морозостойкости устанавливаются только для материалов, из которых возводится верхняя часть фундаментов (до половины расчетной глубины промерзания грунта, определяемой в соответствии с главой СНиП «Основания зданий и сооружений»).

Расчетные сопротивления.

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из кирпича всех видов и из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 — 150 мм на тяжелых растворах приведены в табл. 2. СНиП II-22-81.

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 — для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 — для кладки на

цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества — растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых (с круглыми пустотами диаметром не более 35 мм и пустотностью до 25 %) кирпичей толщиной 88 мм и камней толщиной 138 мм допускается принимать по табл. 2 с коэффициентами:

- на растворах нулевой прочности и прочности 0,2 МПа (2 кгс/см² — 0,8;
- на растворах марок 4, 10, 25 и выше — соответственно 0,85, 0,9 и 1.

Расчетные сопротивления сжатию кладей при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 200 мм должны определяться как среднее арифметическое значений, принятых по табл. 2 и 5, при высоте ряда от 300 до 500 мм — по интерполяции между значениями, принятыми по табл. 4 и 5.

Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{tb} и главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{tw} , срезу R_{sq} при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам, приведены в табл. 10 СНиП II-22-81.

Таблица 1

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см ²), кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				
		при марке раствора				при прочности раствора 0,2 (2)
		50 и выше	25	10	4	
А. Осевое растяжение 1. По непереязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление; рис. 1) 2. По переязанному сечению (рис. 2): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	Rt	0,08(0,8)	0,05(0,5)	0,03(0,3)	0,01(0,1)	0,005(0,05)
	Rtb (Rtw)	0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
Б. Растяжение при изгибе 3. По непереязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4. По переязанному сечению (рис. 3): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	Rtb (Rtw)	0,12(1,2)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
	Rsq	0,12(1,2)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
В. Срез 5. По непереязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) 6. По переязанному сечению для бутовой кладки	Rsq	0,25(2,5)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)
	Rsq	0,18(1,8)	0,12(1,2)	0,06(0,6)	0,03(0,3)	0,015(0,15)
		0,16(1,6)	0,11(1,1)	0,05(0,5)	0,02(0,2)	0,01(0,1)
		0,24(2,4)	0,16(1,6)	0,08(0,8)	0,04(0,4)	0,02(0,2)

Примечания:

1. Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.

2. Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 7.1, следует принимать с коэффициентами:

для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия — 1,4;

для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней — 1,25;

для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести — 0,75;

для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича — 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков по экспериментальным данным;

для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, — по табл. 33.

При расчете по раскрытию трещин по формуле (33) расчетные сопротивления растяжению при изгибе R_{tb} для всех видов кладки следует принимать по табл. 10 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.

3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 10, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{tb} , срезу R_{sq} и главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{tw} при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню, приведены в табл. 11 СНиП II-22-81.

Таблица 2

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления R , МПа (кгс/см ²), кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню, при марке камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осевое растяжение	R_t	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,13 (1,3)	0,1 (1)	0,08 (0,8)	0,06 (0,6)	0,05 (0,5)	0,03 (0,3)
2. Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	R_{tb} R_{tw}	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,16 (1,6)	0,12 (1,2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	0,05 (0,5)
3. Срез	R_{sq}	1,0 (10)	0,8 (8)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,4 (4)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,14 (1,4)	0,09 (0,9)

Примечания:

1. Расчетные сопротивления осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{tb} и главным растягивающим напряжениям R_{tw} отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению R_{sq} отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.

Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению R_t , главным растягивающим напряжениям R_{tw} и растяжению при изгибе R_{tb} приведены в табл. 12 СНиП II-22-81.

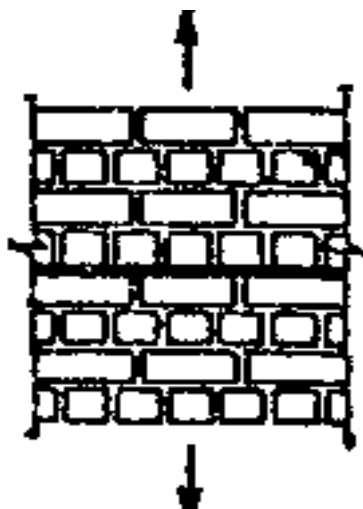


Рис. 5. Растяжение кладки по неперевязанному сечению

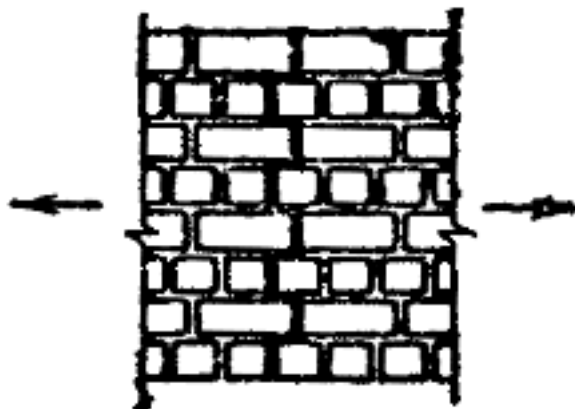


Рис. 6. Растяжение кладки по перевязанному сечению

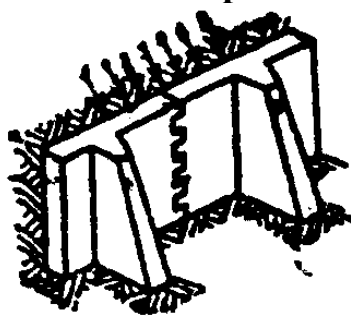


Рис.7. Растяжение — кладки при изгибе по перевязанному сечению

Расчетные сопротивления кладки из природного камня для всех видов напряженного состояния допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

Расчетные сопротивления арматуры R_s , принимаемые в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций,

следует умножать в зависимости от вида армирования конструкций на коэффициенты условий работы γ_{cs} , приведенные в табл. 13 СНиП II-22-81.

Примечания: 1. При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, принимаются не выше, чем для арматуры классов А-II или соответственно Вр-I.

2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании следует принимать с дополнительным коэффициентом условий работы γ_{cs1} , приведенным в табл. 33.

3. Модули упругости.

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки E_0 при кратковременной нагрузке должен приниматься равным:

- для неармированной кладки

$$E_0 = \alpha R_u; \quad (2.1)$$

- для кладки с продольным армированием

$$E_0 = \alpha R_{sku}. \quad (2.2)$$

В формулах (2.1) и (2.2) α — упругая характеристика кладки, принимается по п. 3.21.

Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимается таким же, как для неармированной кладки.

Для кладки с продольным армированием упругую характеристику следует принимать такой же, как для неармированной кладки; R_u — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле:

$$R_u = kR, \quad (2.3)$$

где: k — коэффициент, принимаемый по табл. 14 СНиП II-22-81:

R — расчетные сопротивления сжатию кладки;

Таблица 3

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная, вибриро-ванная	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием следует определять по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} \quad (2.4)$$

В формулах (2) и (4) R_{sku} — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, определяемое по формулам:

для кладки с продольной арматурой:

$$R_{sku} = kR + \frac{R_{sn}\mu}{100} \quad (2.4)$$

для кладки с сетчатой арматурой:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} \quad (2.4)$$

μ — процент армирования кладки;

для кладки с продольной арматурой:

$$\mu = \frac{A_s}{A_k} 100, \quad (2.4)$$

где A_s и A_k — соответственно площади сечения арматуры и кладки, для кладки с сетчатой арматурой μ определяется по п. 4.30;

R_{sn} — нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для сталей классов А-I и А-II в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, а для стали класса Вр-I — с коэффициентом условий работы 0,6 по той же главе СНиП.

Значения упругой характеристики α для неармированной кладки следует принимать по табл. 15 СНиП II-22-81.

Примечания:

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ (см. п. 4.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в табл. 15 (пп. 7 — 9) значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$.

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать по табл. 15 с коэффициентом 0,7.

5. Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.

4. Модуль деформаций кладки

Модуль деформаций должен приниматься:

а) при расчете конструкций по прочности кладки для определения усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия при условии, что деформации кладки определяются совместной работой с элементами конструкций из других материалов (для определения усилий в затяжках сводов, в слоях сжатых многослойных сечений, усилий, вызываемых температурными деформациями, при расчете кладки над рандбалками или под распределительными поясами) по формуле:

$$E = 0,5 e_0 \quad (2.5)$$

где, e_0 — модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, определяемый по формулам (2.1) и (2.2).

б) при определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, периода колебаний каменных конструкций, жесткости конструкций по формуле:

$$E = 0,8 e_0 \quad (2.6)$$

Относительная деформация кладки с учетом ползучести определяется по формуле:

$$\varepsilon = \nu \frac{\sigma}{E_0} \quad (2.7)$$

где σ — напряжение, при котором определяется ε ;

ν — коэффициент, учитывающий влияние ползучести кладки;

$\nu = 1,8$ - для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидными пустотами (высота камня 138 мм);

$\nu = 2,2$ - для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования;

$\nu = 2,8$ — для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона;

$\nu = 3,0$ — для кладки из силикатного кирпича и камней полнотелых и пустотелых, а также из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях или поризованного и силикатных крупных блоков;

$\nu = 3,5$ — для кладки из мелких и крупных блоков, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона вида А;

$\nu = 4,0$ — то же, из автоклавного ячеистого бетона вида Б.

Модуль упругости кладки E_0 при постоянной и длительной нагрузке с учетом ползучести следует уменьшать путем деления его на коэффициент ползучести ν .

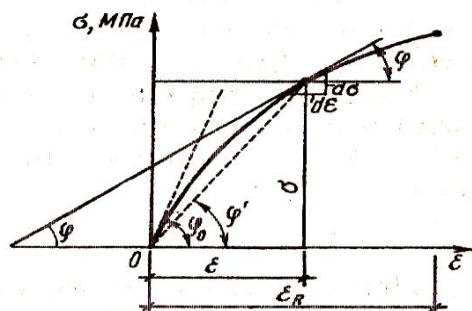


Рис.8. Обобщенный график деформаций каменной кладки при сжатии.

Модуль упругости и деформаций кладки из природных камней допускается принимать по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным госстроем союзных республик в установленном порядке.

Деформации усадки кладки из глиняного кирпича и керамических камней не учитываются.

Деформации усадки следует принимать для кладок:

-из кирпича, камней, мелких и крупных блоков, изготовленных на силикатном или цементном вяжущем,

-из камней и блоков, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона (вида А), то же, из неавтоклавного ячеистого бетона (вида Б)

Модуль сдвига кладки следует принимать равным $G = 0,4 E_0$,

Величины коэффициентов линейного расширения кладки следует принимать по табл. 16 СНиП II-22-81.

Таблица 4

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки α_t град.-1
1. Кирпич глиняный полнотелый, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008
Примечание. Величины коэффициентов линейного расширения для кладки из других материалов допускается принимать по опытным данным.	

Коэффициент трения следует принимать по табл. 17 СНиП II-22-81.
Таблица 5

Материал	Коэффициент трения μ при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
1. Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2. Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3. Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4. Кладка и бетон по песку или гравиию	0,6	0,5
5. То же, по суглинку	0,55	0,4
6. То же, по глине	0,5	0,3

5. Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии

следует производить по формуле

$$N \leq t_g \varphi R A \quad (3.8)$$

где, N — расчетная продольная сила;

R — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2 — 9 СНиП II-22-81;

φ — коэффициент продольного изгиба;

A — площадь сечения элемента;

m — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (16) при $e_{0g} = 0$.

При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов $h \geq 30$ см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения $i \geq 8,7$ см) коэффициент m_g следует принимать равным единице.

Коэффициент продольного изгиба φ

Для элементов постоянного по длине сечения следует принимать по табл. 18 СНиП II-22-81 в зависимости от гибкости элемента:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} \quad (3.9)$$

или прямоугольного сплошного сечения при отношении:

$$\lambda_n = \frac{l_0}{h} \quad (3.10)$$

и упругой характеристики кладки α , принимаемый по табл. 15 СНиП II-22-81

В формулах (7.9) и (7.10):

l_0 — расчетная высота (длина) элемента, определяемая согласно указаниям п. 4.3;

i — наименьший радиус инерции сечения элемента;

h — меньший размер прямоугольного сечения.

Таблица 6

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
		1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	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	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	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	-

Примечания:

1. Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяется по интерполяции.

2. Коэффициент φ для отношений, превышающих предельные (пп. 6.18 — 6.20), следует принимать при определении φ_s (п. 4.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле, могут быть менее 200.

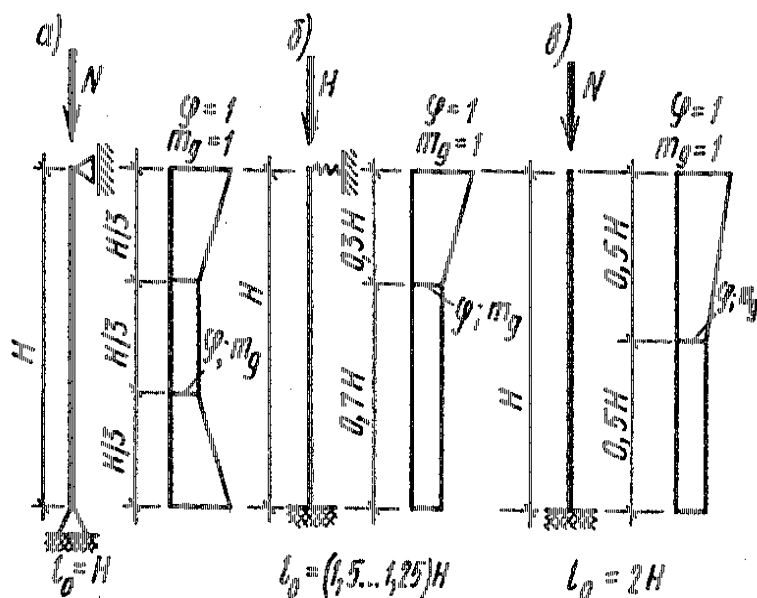


Рис. 10. Значение m_g и φ по длине сжатых стен и столбов: а-шарнирные опоры; б-защемление и шарнирная опора; в – консоль.

Расчетные высоты стен и столбов l_0 при определении коэффициентов продольного изгиба φ в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

- а) при неподвижных шарнирных опорах $l_0 = H$;
- б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных зданий $l_0 = 1,25H$ (рис. 4,б);
- в) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$;
- г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$, где H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах расстояние между ними в свету.

Примечания:

1. При жестких опорах и заделке в стены сборных железобетонных перекрытий принимается $l_0 = 0,9H$, а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам, $l_0 = 0,8H$.
2. Если нагрузкой является только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка, то расчетную высоту l_0 сжатых элементов, следует уменьшить путем умножения на коэффициент 0,75.

Значения коэффициентов φ и m_g для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры, с расчетной высотой $l_0 = H$ при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0 следует принимать постоянными, равными расчетным значениям φ и m_g , определенным для данного элемента. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 коэффициенты φ и m_g увеличиваются по линейному закону до единицы на опоре.

Для стен и столбов, имеющих нижнюю защемленную и верхнюю упругую опоры, при расчете сечений нижней части стены или столба до высоты $0,7H$ принимаются расчетные значения φ и m_g , а при расчете сечений верхней части стены или столба значения φ и m_g для этих сечений увеличиваются до единицы по линейному закону.

Для свободно стоящих стен и столбов при расчете сечений в их нижней части (до высоты $0,5H$) принимаются расчетные значения φ и m_g , а в верхней половине значения φ и m_g увеличиваются до единицы по линейному закону.

В месте пересечения продольной и поперечной стен, при условии их надежного взаимного соединения, коэффициенты φ и m_g разрешается принимать равными 1. На расстоянии H от пересечения стен коэффициенты φ и m_g определяются по пп. 4.1 — 4.3 СНиП II-22-81.

Для промежуточных вертикальных участков коэффициенты φ и m_g принимаются по интерполяции.

В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается по гибкости стены.

Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также расчет простенка в плоскости стены, при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициенты φ и m_g определяются:

а) при опирании стен (столбов) на неподвижные шарнирные опоры — по высоте $l_0 = H$ (H — высота стены или столба согласно п. 4.3 СНиП II-22-81) и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты H ;

б) при упругой верхней опоре или при ее отсутствии — по расчетной высоте l_0 , определенной согласно п. 4.3 СНиП II-22-81, и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) высотой H_1 — по расчетной высоте l_{01} и поперечному сечению этого участка; l_{01} определяется так же, как l_0 , но при $H = H_1$.

6. Внецентренно сжатые элементы

Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций следует производить по формуле

$$N \leq \tau_g \varphi_1 R A_c w, \quad (3.11)$$

где A_c — площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 1), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы N . Положение границы площади A_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести для прямоугольного сечения

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \quad (3.12)$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} \quad (3.13)$$

В формулах (7.11) - (7.13):

R — расчетное сопротивление кладки сжатию;

A — площадь сечения элемента;

h — высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

e_0 — эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения;

φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента l_0 (см. пп. 4.2, 4.3) по табл. 18 СНиП II-22-81;

φ_c — коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H по табл. 18 в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{nc} = \frac{H}{h_c} \quad (3.14)$$

или гибкости

$$\lambda_{ic} = \frac{H}{i_c} \quad (3.15)$$

где h_c и i_c — высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента.

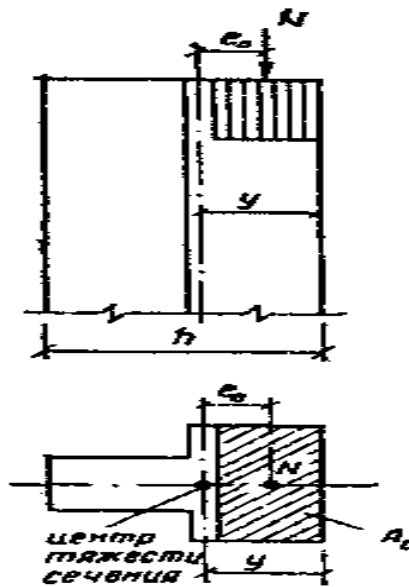


Рис. 11. Внецентренное сжатие

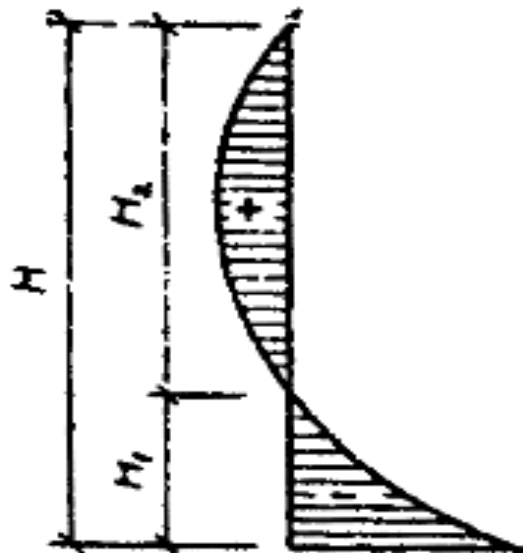


Рис. 12. Знакопеременная эпюра изгибающего момента для внецентренно сжатого элемента

Для прямоугольного сечения

$$h_c = h - 2e_0. \quad (3.16)$$

Для таврового сечения (при $e_0 > 0,45y$) допускается приближенно принимать

$$A_c = 2(y - e_0)b \quad (3.17)$$

и

$$h_c = 2(y - e_0) \quad (3.18)$$

где y — расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета; b — ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента расчет по прочности следует производить в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков. Коэффициент продольного изгиба φ_c следует определять по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях или гибкостях

$$\lambda_{h1c} = \frac{H_1}{h_{c1}} \text{ или } \lambda_{i1c} = \frac{H_1}{i_{c1}},$$

$$\lambda_{h2c} = \frac{H_2}{h_{c2}} \text{ или } \lambda_{i2c} = \frac{H_2}{i_{c2}},$$

где H_1 и H_2 — высоты частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента;

h_{c1} ; i_{c1} и h_{c2} ; i_{c2} — высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами;

w — коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 19;

m_g — коэффициент, определяемый по формуле

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right) \quad (3.19)$$

где N_g — расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

η — коэффициент, принимаемый по табл. 20 СНиП II-22-81;

e_{0g} — эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

При $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см коэффициент m_g следует принимать равным единице.

При $e_0 > 0,7y$, кроме расчета внецентренно сжатых элементов по формуле (13), следует производить расчет по раскрытию трещин в швах кладки.

Таблица 6

Вид кладки	Значения w для сечений	
	произвольной формы	прямоугольного
1. Кладка всех, видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2. Кладка из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут)	1	1

Примечание. Если $2y < h$, то при определении коэффициента w вместо $2y$ следует принимать h .

Таблица 7

Гибкость		Коэффициент η для кладки			
h	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	
		при проценте продольного армирования			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
≤ 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	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Примечание. Для неармированной кладки значения коэффициента η следует принимать как для кладки с армированием 0,1 % и менее. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 коэффициент η определяется интерполяцией.

При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет e_v , который должен суммироваться с эксцентриситетом продольной силы.

Величину случайного эксцентриситета следует принимать равной: для несущих стен — 2 см; для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен — 1 см; для перегородок и ненесущих стен, а также заполнений фахверковых стен случайный эксцентриситет допускается не учитывать.

Наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать:

для основных сочетаний нагрузок — 0,9 y ,

для особых — 0,95 y , в стенах толщиной 25 см и менее:

для основных сочетаний нагрузок — 0,8 y ,

для особых — 0,85 y , при этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 см.

Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть проверены расчетом на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента в тех случаях, когда ширина их поперечного сечения $b < h$.

Зверева Л.А.

Учебно-методическое пособие
для практических и самостоятельных работ
по дисциплине
«Основы строительного дела»

2-е изд. доп. и перераб.

Компьютерная вёрстка: Зверева Л.А.

Подписано к печати. 05.10.15 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Бумага офсетная. Усл. п. л. 1,97, Тираж 10 экз. Изд. № 3672.

Издательство Брянского государственного аграрного университета
243365 Брянская обл., Выгоничский район., с.Кокино,
ФГОУ ВО «Брянский ГАУ».

Зверева Л.А.

Учебно-методическое пособие
для практических и самостоятельных работ
по дисциплине
«Основы строительного дела»

2-е изд. доп. и перераб.

Компьютерная вёрстка: Зверева Л.А.

Подписано к печати. 05.10.15 г. Формат 60x84 ¹/₁₆.
Бумага офсетная. Усл. п. л. 1,97, Тираж 10 экз. Изд. № 3672.

Издательство Брянского государственного аграрного университета
243365 Брянская обл., Выгоничский район., с.Кокино,
ФГОУ ВО «Брянский ГАУ».