

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Л. И. Труш, А. К. Ломунов


РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Учебно-методическое пособие



Нижегород
2017

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»



Л. И. Труш, А. К. Ломунов

Расчет элементов каменных конструкций многоэтажного производственного здания

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2017



ББК 38.51
Т 77
Л 74
УДК 624.012.35

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

- А.М. Брагов* – д - р техн. наук, профессор, зав. лабораторией НИИМ Нижегородского государственного научно-исследовательского университета им. Н.И. Лобачевского
В.Д. Черкасов – д - р техн. наук, профессор, зав. кафедрой прикладной механики ФГБОУ ВО «МГУ им. Н.П. Огарёва»

Труш Л.И. Расчет элементов каменных конструкций многоэтажного производственного здания [Текст]: учебно-метод. пособие / Л. И. Труш, А. К. Ломунов; Нижегород. гос. архитектур.-строит.ун-т – Н. Новгород: ННГАСУ, 2017. – 59 с. ISBN 978-5-528-00198-2

Учебно-методическое пособие содержит рекомендации и примеры расчета следующих каменных конструкций, являющихся элементами многоэтажного производственного здания:

- кирпичного простенка наружной несущей продольной стены 1-го этажа;
- внутреннего кирпичного столба, армированного сварными сетками, также 1-го этажа.
- кирпичного столба усиленного с помощью стальных, железобетонных и растворных обойм.

В таблицах приложений помещены необходимые для проектирования данные нормативных документов и других литературных источников.

Методические указания разработаны в соответствии с действующими правилами проектирования каменных и армокаменных конструкций — СП 15.13330.2012 и положений СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия”. Используются материалы методических указаний [12] переработанные с учётом новых положений норм проектирования.

Пособие предназначено для выполнения курсовой работы по каменным конструкциям студентами, обучающимися по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профилю Промышленное и гражданское строительство и специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

В приложении приведены фотографии сохранившихся и существовавших ранее промышленных и гражданских кирпичных зданий Нижнего Новгорода, в конструкциях которых воплощены инженерный опыт проектирования и архитектурная выразительность фасадов.

ББК 38.51

На обложке: Дом купца А.Д. Рычина. Здание построено в 1839 году по проекту архитектора Г.И. Кизеветтера, с 1852 года Мариинская женская гимназия. Первый корпус ННГАСУ (до реконструкции).

ISBN 978-5-528-00198-2

© Л.И. Труш, А.К. Ломунов, 2017
© ННГАСУ, 2017

СОДЕРЖАНИЕ

Общие указания к расчету	4
А. Расчет простенка наружной стены первого этажа	11
Пример 1	15
1. Определение расчетных нагрузок для простенка (сечение 1-1)	17
2. Определение изгибающего момента M и эксцентриситета e_0 в расчетном сечении 1-1	19
3. Расчет простенка по несущей способности (определение требуемых марок кирпича и раствора)	22
4. Расчет простенка на смятие (местное сжатие) под концом главной балки	23
Б. Расчет кирпичного столба в 1-ом этаже, армированного сетками	25
Пример 2	27
1. Определение расчетной нормальной силы N в расчетном сечении столба первого этажа	27
2. Предварительный расчет столба	28
3. Окончательный расчет столба	29
В. Расчет усиления каменных конструкций с помощью обоек	32
Пример 3. Усиление столба стальной обоймой	35
Пример 4. Усиление столба железобетонной обоймой	37
Пример 5. Усиление столба растворной обоймой	39
Библиографический список	41
Приложение А	42
Приложение Б	47
Приложение В	49
Приложение Г	50
Приложение Д	52
Приложение Е	54
Промышленные и гражданские кирпичные здания Нижнего Новгорода	54

Общие указания к расчету

В курсовой работе производится расчет следующих каменных конструкций, являющихся элементами многоэтажного производственного здания с перекрытиями из монолитного железобетона:

- простенка наружной несущей продольной стены в 1-м этаже;
- внутреннего столба, армированного сварными сетками, также в 1-м этаже.
- кирпичного столба, усиленного стальной, железобетонной и цементной армированной обоймой.

В задании на проектирование указываются лишь вид каменных материалов, а их марки и марки раствора определяются или принимаются самими студентами при выполнении расчетов.

Здание без подвала, с несущими каменными стенами и столбами, на которые опираются главные балки монолитных железобетонных перекрытий. Привязка внутренних граней наружных стен принимается равной 250 мм во внутрь помещения от соответствующих разбивочных осей (рис.1). Внутренняя капитальная межсекционная стена на всю ширину здания расположена по поперечной разбивочной оси на расстоянии от торца здания не более 54 м и имеет надежную связь с примыкающими продольными стенами и монолитными железобетонными перекрытиями. Торцевая кирпичная стена также имеет надежную связь с продольными наружными стенами и железобетонными перекрытиями. В этом случае торцевая и поперечные стены работают как поперечные вертикальные диафрагмы жесткости и воспринимают ветровую нагрузку, поэтому здание в поперечном направлении имеет **жесткую конструктивную схему**. В продольном направлении жесткость здания и восприятие ветровой нагрузки, действующей на торец, обеспечиваются за счет осуществления надежной связи дисков перекрытий с продольными стенами.

Таким образом, при принятом в курсовой работе конструктивном решении ветровая нагрузка, действующая как вдоль, так и поперек здания, не вызывает изгиба и смещения внутренних колонн (столбов) и они рассчитываются только на вертикальные нагрузки.

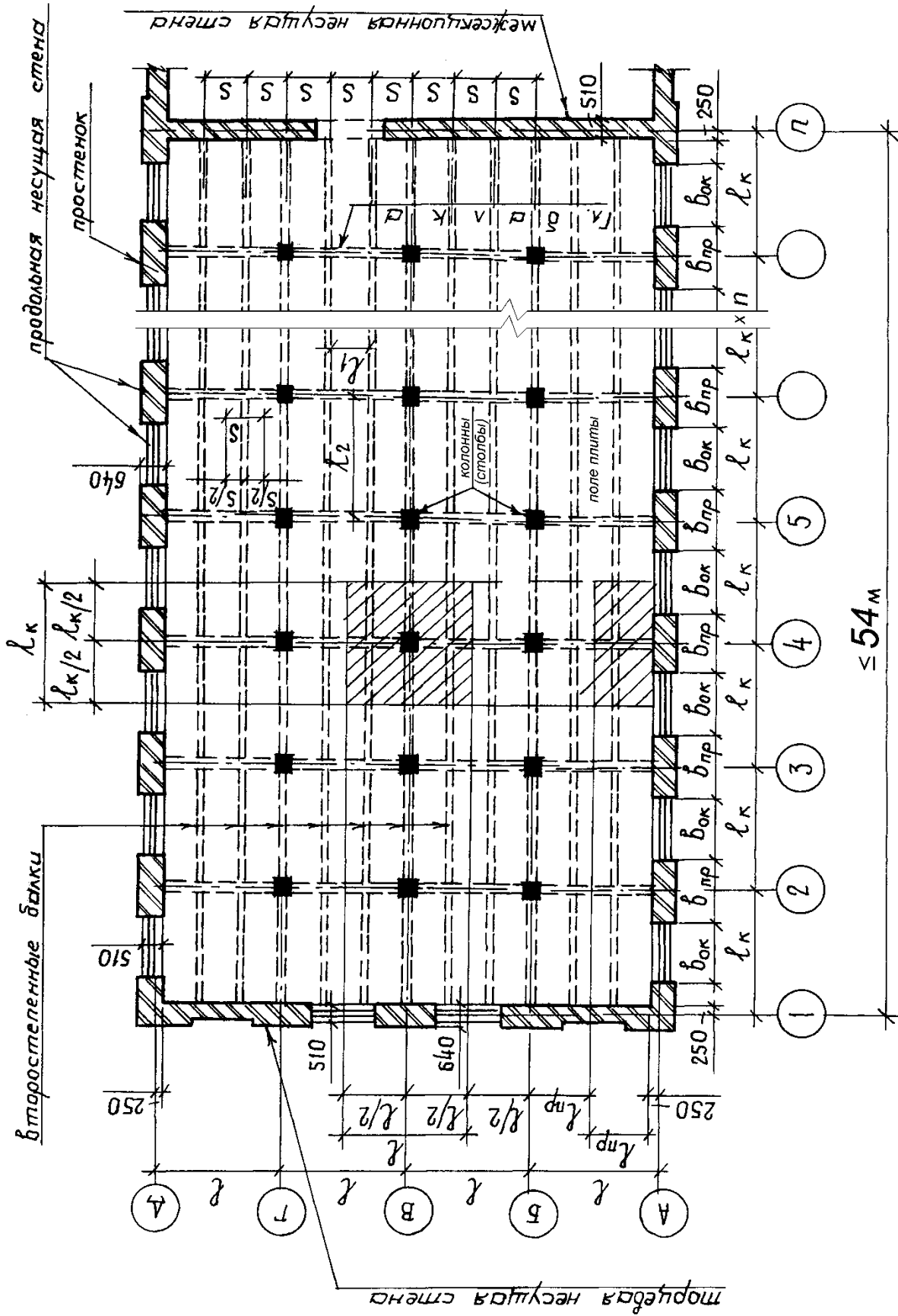


Рис.1 План секции четырехпролетного здания и балочной клетки

Рис. 1

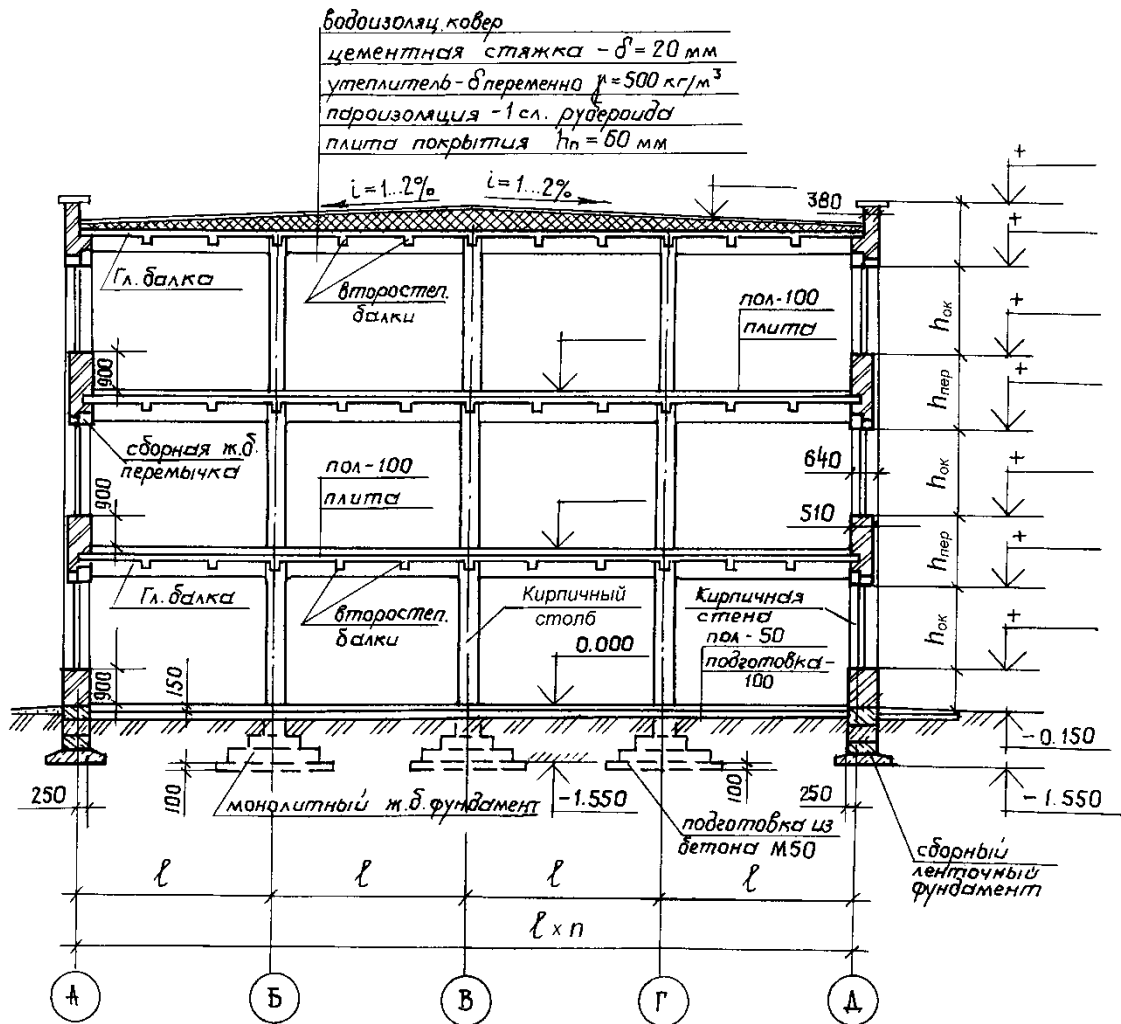


Рис. 2. Поперечный разрез здания

Размеры окон и ширина простенков продольных несущих стен указываются в задании. Высоту от пола (отм. $\pm 0,000$) до низа оконных проемов следует принимать равной величине 900...1000 мм. Толщины простенков во всех этажах, межоконных поясов и парапетных частей стен, а также внутренней межсекционной стены принимаются по рис. 1 и 2.

Монолитное железобетонное ребристое перекрытие состоит из плиты и системы балок: главных, расположенных поперек здания, и перпендикулярных им второстепенных, которые образуют балочную клетку и бетонируются вместе с плитой.

Во всех заданиях разбивка балочной клетки перекрытия производится в соответствии с рис.1: на каждый шаг колонн l поперек здания вводятся по две промежуточные второстепенные балки, опорами которых являются главные балки, а также торцевые и межсекционные кирпичные стены. Глубина заделки концов балок в стены при временных нагрузках на перекрытие p_n больше 10 кПа и шаге колонн от 6,0 м до 7,0 м может быть ориентировочно принята равной:

- для главных балок $l_{зав} = 510$ мм;
- для второстепенных балок $l_{зав} = 380$ мм.

При меньших нагрузках и шаге колонн, а также в случае устройства под концами балок распределительных бетонных или железобетонных подушек, глубина заделки может быть уменьшена соответственно до 380 мм и 250 мм.

Для балочной плиты независимо от величины временной нагрузки опирание на продольные стены принимается равным 120 мм, а на поперечные стены - 60 мм.

Расчет элементов каменных конструкций производится в соответствии со Сводом правил СП 15.13330.2012 “Каменные и армокаменные конструкции” Актуализированная редакция СНиП II-22-81* [2] и выпущенным ранее в развитие этого СНиП “Пособием по проектированию каменных и армокаменных конструкций” [3]. Для удобства выполнения курсовой работы исходные данные Нормативных документов и других источников, используемые при проектировании, приведены в таблицах Приложений настоящего Пособия.

При расчете следует руководствоваться следующими рекомендациями:

- 1) объемная масса (плотность) кладки $\rho_{кл}$ принимается по таблице 5 [3], или по Приложению А, табл. А.5;
- 2) вес участка стены выше верха оконных проемов верхнего этажа может быть подсчитан при осредненной толщине ее на этом участке, равной $(640+380)/2=510$ мм;
- 3) вес сборных железобетонных надоконных перемычек учитывается ориентировочно, как часть общего объема кладки стены с той же объемной массой;
- 4) вес штукатурки с внутренней стороны стены, штукатурки откосов оконных проемов и их заполнения, составляет малую часть от величины полной нагрузки и может быть для упрощения расчетов принят равным 7...8% от веса кладки стены при расчете простенка первого этажа;
- 5) собственный вес столба со штукатуркой на всех этажах до расчетного сечения можно принимать приближенно в размере 5...7 % от величины полной нагрузки на столб;
- б) уменьшение нормативного собственного веса конструкции кровли от конька к стенам за счет ее уклона в 1...2% может быть принято на грузовой площади простенка ориентировочно равным 700 Н/м^2 для четырехпролетного и 400 Н/м^2 для трехпролетного здания по сравнению со средней величиной собственного нормативного веса конструкций кровли $g_{п.кр.}$, определяемой на основании таблицы 1 листа П20 «Альбома типовых конструкций многоэтажных производственных зданий серии ИИ 20-1.70»: для трех- или четырехпролетных производственных зданий средний нормативный вес конструкции плоской кровли, включающий вес

водоизоляционного материала, стяжки, утеплителя, выравнивающего слоя и т.д., $g_{п,кр} = 1,95 \text{ кН/м}^2$;

- 7) нагрузка на простенок и столб от перекрытий и покрытия определяется без учета неразрезности их конструкций, т.е. по соответствующим грузовым площадям (см. рис. 1);
- 8) при подсчете нормальных сил N в простенке и столбе следует принимать указанный в задании коэффициент K_2 снижения величины временных нагрузок на перекрытия;
- 9) при определении величины изгибающего момента M'_n в простенке 1-го этажа от нагрузок на перекрытия над этим этажом принимается указанный в задании коэффициент снижения временной нагрузки K_1 .

Расчетное сопротивление сжатию неармированной кирпичной кладки R принимается по таблице 2 [2] в зависимости от марки камня и марки раствора или по Приложению А (табл. А.1). Значение упругой характеристики α для неармированной кладки определяется по таблице 16 [2] (табл. А.3) в зависимости от вида кирпича и марки раствора. Коэффициент продольного изгиба φ , учитывающий снижение несущей способности сжатых элементов постоянного по длине сечения при продольном изгибе, определяется по таблице 19 [2] (табл. А.2) в зависимости от упругой характеристики кладки α , и от гибкости элемента прямоугольного сплошного сечения $\lambda_n = l_0 / h$,

где l_0 — расчетная длина элемента,

h - толщина простенка (640 мм) либо меньшая сторона центрально нагруженного столба.

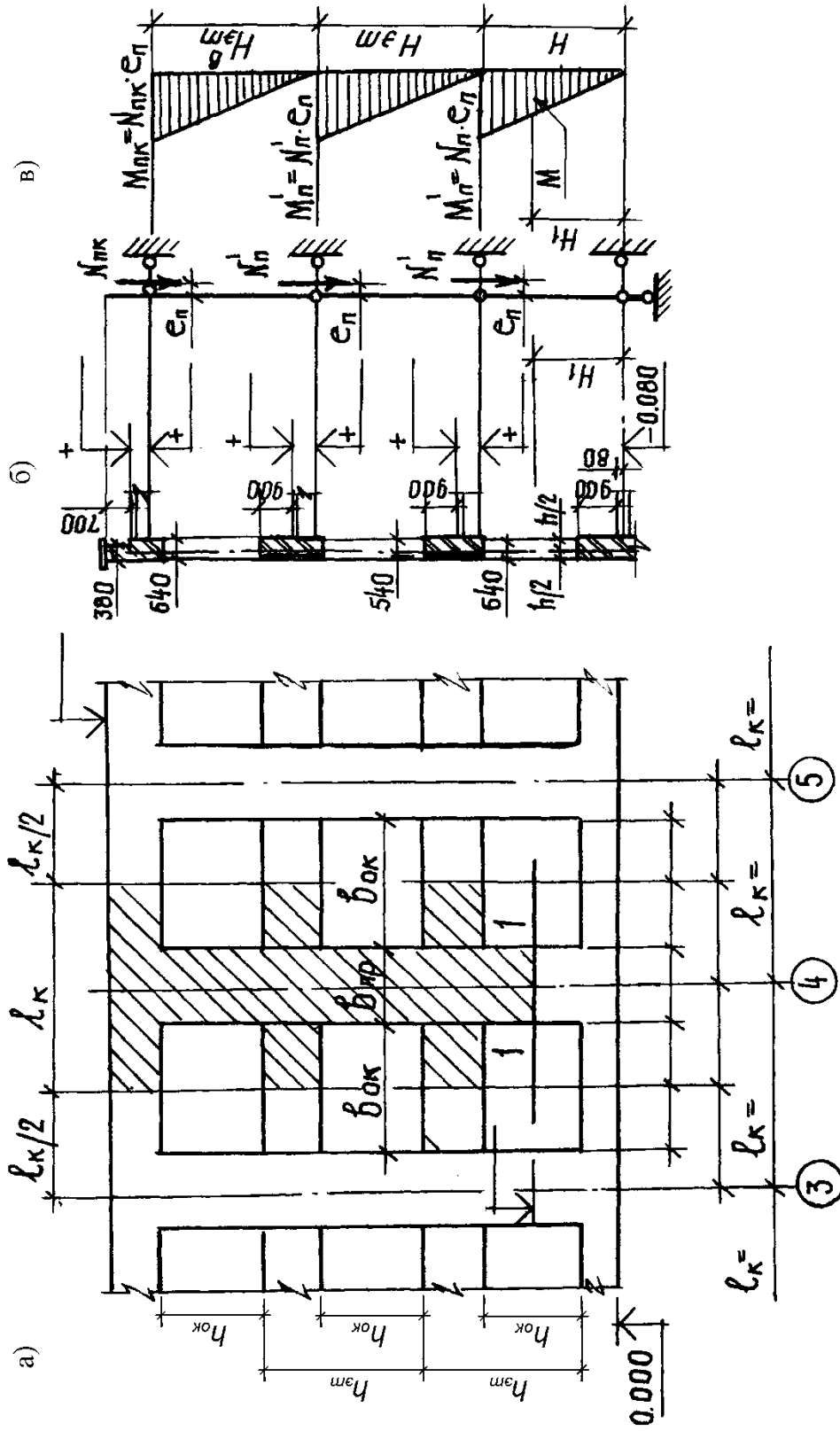


Рис.3 а) Фрагмент фасада; б) разрез по наружной стене, в) эпюра моментов

В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается по гибкости стены¹.

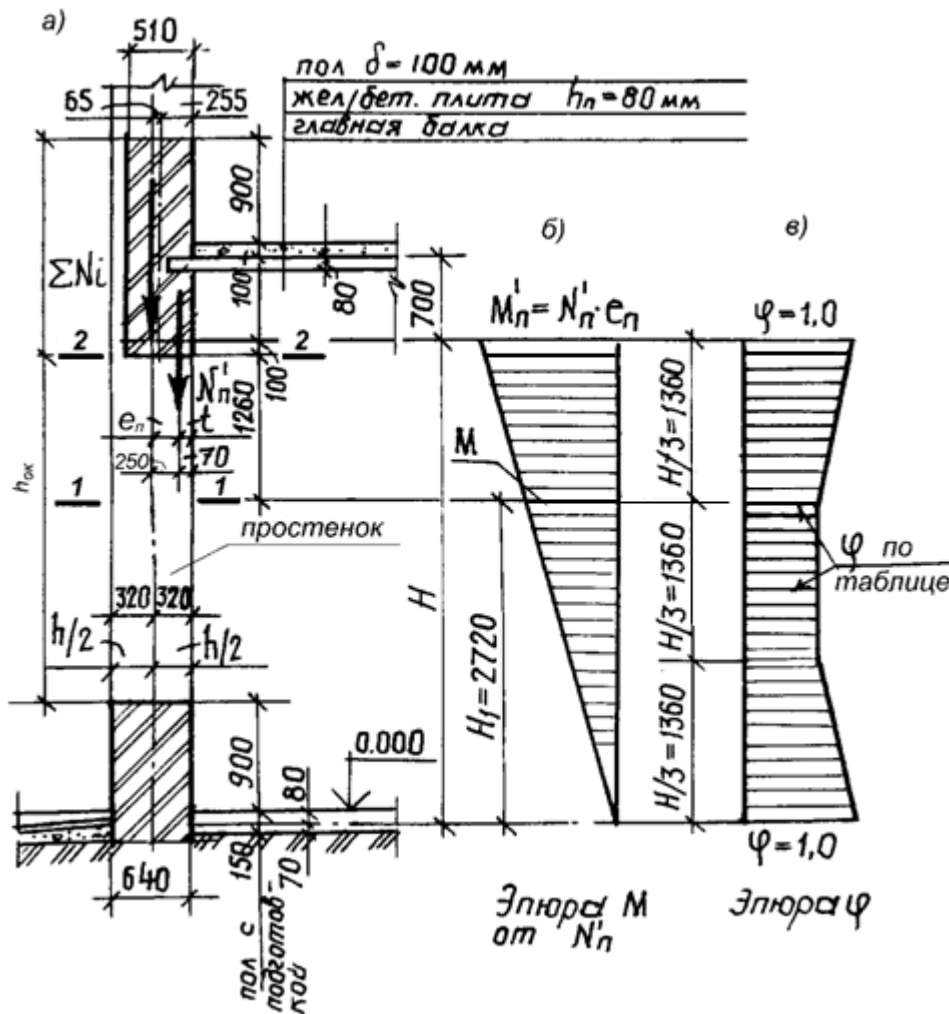


Рис. 4 К расчету простенка 1-го этажа
(надоконные перемычки условно не показаны)
а) сечение по стене; б) эпюра моментов; в) эпюра φ .

Расчетная длина элемента $l_0 = H$, где H равно расстоянию от низа главной балки (прогона) до горизонтальной нижней опоры стены или столба 1-го этажа, которая условно может быть принята посередине толщины пола с бетонной подготовкой по грунту, равной 150 мм (рис. 3 и 4). С учетом принимаемой во всех курсовых работах толщине пола междуэтажного перекрытия, равной 100 мм (рис. 4):

$$H = H_{\text{эт}} - h_{\text{Г}} - 100 \text{ мм} + 150/2 \approx H_{\text{эт}} - h_{\text{Г}} - 0,02 \text{ м}$$

где $H_{\text{эт}}$ и $h_{\text{Г}}$ указанные в задании высота этажа и высота главной балки.

¹ Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены производится также расчет простенка на центральное сжатие в плоскости стены, при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

Расчетные значения коэффициента продольного изгиба φ и коэффициента m_g , учитывающего длительность приложения нагрузки, в сечениях по высоте H принимаются переменными [2], изменяющимися от 1,0 в опорных сечениях, до табличного значения φ и m_g в средней трети высоты H (рис.4).

Все чертежи рассчитанных элементов каменных конструкций приводятся только в пояснительной записке.

А. Расчет простенка наружной стены первого этажа

Размеры простенка указываются в задании на проектирование, и расчет заключается в подборе марок кирпича и раствора, необходимых для обеспечения прочности его при отсутствии армирования.

При расчете рассматривается участок продольной наружной стены между серединами соседних оконных проемов, т.е. длиной по фасаду, равной шагу l_k простенков и внутренних опор (колонн или столбов) вдоль здания (рис. 1 и 3), для которого и производится подсчет нагрузок.

При принятой привязке внутренних граней продольных стен, равной 250 мм во внутрь здания от разбивочных осей, глубина грузовой площади сбора нагрузок на простенок с покрытия и перекрытий каждого этажа составляет $l_{пр} = (l - 0,25)/2$ (см. рис.1), тогда грузовая площадь определяется по формуле

$$\Omega_{пр} = l_k \cdot l_{пр} = l_k \cdot (l - 0,25)/2.$$

Простенок рассчитывается на внецентренное сжатие дважды: в верхнем сечении проема (сечение 2-2), где изгибающий момент имеет максимальное значение, а коэффициенты φ и m_g принимаются по интерполяции, и в сечении 1-1 с минимальным значением коэффициентов φ и m_g и соответствующим изгибающим моментом. Расчетная статическая схема стены показана на рис.3б.

Стена первого этажа рассматривается как вертикальная однопролетная балка. Изгибающие моменты в ее сечениях создаются нагрузкой от перекрытия над первым этажом и за счет эксцентричного положения надоконного пояса кладки по отношению к оси простенка. Однако моменты от веса пояса кладки с заполнением оконных проемов и штукатуркой невелики и при временных нагрузках на перекрытии 1-го этажа $p_n = 5...20$ кПа составляют не более 5...11% (в среднем 8%) от величины изгибающих моментов, создаваемых нагрузкой N'_n .

Поэтому в учебной курсовой работе для упрощения подсчетов изгибающие моменты от надоконного пояса стены с заполнением оконных проемов можно учесть приближенно путем введения коэффициента 1,08 к величине изгибающего момента от нагрузки с перекрытия над 1-м этажом, а вес самого пояса считать приложенным центрально по отношению к оси простенка.

Эксцентриситет e_n равнодействующей опорного давления $N'_{\text{пер}}$ главной балки перекрытия, относительно оси простенка равен

$$e_n = \frac{h}{2} - t,$$

а изгибающий момент $M'_{\text{пер}}$ в уровне опирания ее на стену: $M'_{\text{пер}} = N'_{\text{пер}} e_n$ (рис. 3 и 4). Согласно [3] расстояние t от точки приложения силы $N'_{\text{пер}}$ до внутренней грани стены должно приниматься равным $1/3$ глубины заделки балки в стену, но не более 70 мм.

При величине заделки главной балки $l_{\text{зав}} = 380 \dots 510$ мм (см. выше) в расчетах принимается $t = 70$ мм, откуда во всех работах

$$e_n = \frac{640}{2} - 70 = 250 \text{ мм.}$$

Величина изгибающего момента M в любом сечении по высоте простенка находится из подобия треугольников по эпюре M (рис.3в и 4) с учетом указанного выше коэффициента 1,08. Нагрузки от остальных выше расположенных перекрытий и покрытия, а также от веса стены до расчетного сечения принимаются приложенными по оси простенка (рис. 4). По всем этажам толщина простенка ($h = 640$ мм) и положение его оси не меняется.

Простенок 1-го этажа рассчитывается только по несущей способности, так как во всех его сечениях эксцентриситет $e_0 = \frac{M}{N} < 0,35h$. Учитывая характер изменения ординат эпюр M и φ по высоте стены (рис.4), наиболее неблагоприятным по несущей способности сечением простенка является сечение 1–1, расположенное на расстоянии $1/3$ высоты H от отметки низа главной балки и сечение 2–2, расположенное или в верхнем сечении простенка или в уровне низа балки (при отметке низа балки ниже верха окна), которые и подлежат расчету.

Расчет простенка выполняется на основании формул 13...15 [2], как внецентренно сжатых элементов неармированных каменных конструкций:

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

откуда находится требуемое расчетное сопротивление неармированной кладки:

$$R = \frac{N}{m_g \varphi_1 A \left(1 - \frac{2 e_0}{h} \right) \cdot \omega}$$

Здесь: $m_g = 1,0$ поскольку толщина простенка $h = 640$ мм > 300 мм (пункт 7.7 [2]);

$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$, в этой формуле φ — коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента l_0 по таблице 19 [2] (табл. А.2); φ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H в плоскости действия изгибающего момента также по таблице 19 [2] (табл. А.2);

$A = b_{np} \cdot h$ - площадь простенка;

$e_o = \frac{M}{N}$, где M и N - изгибающий момент и нормальная сила в расчетном сечении;

$\omega = 1 + \frac{e_o}{h} \leq 1,45$ (табл. А.8) или по таблице 19 [2].

По найденному значению требуемого расчетного сопротивления R кладки принимаются марка камня и марка раствора из таблицы 2 [2] (табл. А.1), которые приводятся на схеме простенка в пояснительной записке.

Нагрузка на простенок от главной балки приложена к части его сечения и кладка испытывает местное сжатие, которое характеризуется концентрацией напряжений в месте опирания балки [11]. Менее нагруженные части площади сечения кладки вокруг площадки местного сжатия препятствуют развитию поперечных деформаций более нагруженной зоны. Возникает эффект обоймы, в результате чего в более нагруженной зоне кладки создается трехосное напряженное состояние, которое может в несколько раз повысить прочность кладки при местном сжатии по сравнению с обычным одноосным сжатием.

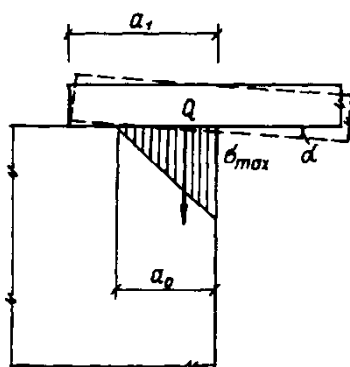


Рис. 5 Возможное распределение напряжений под концом балки

Расчет кладки простенка на смятие (местное сжатие) под концом главной балки производится по рекомендациям [2], [9, 10, 11]. Несущая способность кладки при смятии определяется с учетом характера распределения давления по площади контакта. При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки при смятии могут применяться следующие конструктивные мероприятия: а) сетчатое армирование опорного участка кладки; б) опорные распределительные плиты; в) распределительные пояса при покрытиях больших пролетов; г) устройство пилястр; д) комплексные конструкции (железобетонные элементы, забетонированные в кирпичную или каменную кладку; е) выполнение из полнотелого кирпича верхних 4–5 рядов кладки в местах опирания элементов на кладку. При местных краевых нагрузках, превышающих 80% расчетной несущей способности кладки при смятии, следует под элементом, создающим местную нагрузку, усиливать кладку сетчатым армированием. Сетки должны иметь ячейки размером не более 120x120 мм и не менее 30x30 мм и диаметр стержней не менее 3 мм. В местах приложения местных нагрузок, в случае, когда усиление кладки

сетчатым армированием является недостаточным, следует предусматривать укладку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 140 мм, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% в каждом направлении.

При величине передаваемой на простенок нагрузки от балок, прогонов и ферм более 100 кН укладка опорных распределительных плит (или поясов) является обязательной также и в том случае, если это не требуется по расчету.

Расчет кладки на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения следует производить по формуле 17 [2]:

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

где N_c – продольная сжимающая сила на площадке смятия;

R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие;

A_c – площадь смятия, на которую передается нагрузка;

$d = 1,5 - 0,5 \cdot \psi$ – для кирпичной и виброкирпичной кладки;

ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки:

при равномерном распределении нагрузки $\psi = 1$,

при треугольной эпюре давления $\psi = 0,5$.

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать $\psi d = 0,75$.

Расчетное сопротивление кладки на смятие R_c следует определять по формулам 18–19 [2]:

$$R_c = \xi R$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1$$

здесь A – расчетная площадь сечения, определяемая по следующим правилам: при опирании на стену концов прогонов и балок, в расчетную площадь смятия включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками ($2 l_k$); если же расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки и удвоенной толщины стены;

ξ_1 – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по таблице 1 (или по табл. 22 [2]):

Таблица 1

Материал кладки	ξ_1 для нагрузок	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1. Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях М50 и выше	2	2
2. Керамические камни с щелевидными пустотами, дырчатый кирпич и бутобетон	1,5	2

При расчете на смятие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки R_c принимается большим из двух значений: либо рассчитанное по приведенной выше формуле для неармированной кладки, либо $R_c = R_{sk}$, где R_{sk} - расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, определяемое по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \leq 2R \quad (28 \text{ а}) [2]$$

где $\mu = \frac{A_{st}}{CS} \cdot 100$.

Входящие в формулы параметры описаны во второй части методических указаний (раздел Б, пп.2 и 3).

При одновременном действии местной (опорные реакции балок, прогонов, перекрытий и т.п.) и основной нагрузок (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится отдельно на местную нагрузку и сумму местной и основной нагрузок. При этом принимаются различные значения ξ_1 согласно табл.1. При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загрузения площади смятия основной нагрузкой. В случае, если площадь сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок, допускается устранять передачу основной нагрузки на площадь смятия путем устройства промежутка или укладки мягкой прокладки над опорным концом прогона, балки или перемычки.

При опирании на край кладки изгибаемых элементов (балок, прогонов и т.п.) без распределительных плит или с распределительными плитами, которые могут поворачиваться вместе с концами элемента, эпюра давлений на кладку под концом балки из равномерно распределенной превращается в трапецевидную или треугольную.

Пример 1

Для четырехпролетного трехэтажного производственного здания, запроектированного по жесткой конструктивной схеме, с несущими кирпичными стенами и монолитными железобетонными ребристыми перекрытиями, план и поперечный разрез которого, показан на рис. 1 и 6, требуется рассчитать простенок 1-го этажа продольной наружной стены при следующих исходных данных.

Сетка колонн — $l \times l_k = 5,5 \times 6,0$ м, высоты этажей $H_{эт} = 4,8$ м, ширина простенков $b_{пр} = 2,1$ м, ширина оконных проемов $b_{ок} = 3,90$ м. Высотные размеры, толщины простенков и подоконных участков стен даны на рис. 7. Железобетонные конструкции здания (монолитные перекрытия) выполняются из тяжелого бетона.

Нормативная временная нагрузка на всех междуэтажных перекрытиях $p_n = 15,0$ кПа.

Коэффициент снижения временной нагрузки:

- для главной балки $K_1 = 0,9$,
- для колонн (столбов), фундаментов и стен $K_2 = 0,8$.

Вес снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли для района строительства — г. Н.Новгород, по данным таблицы 10.1 [1] составляет $2,4 \text{ кПа}$ (IV снеговой район).

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия здания определяется по формуле

$$S_0 = 0,7 C_e C_t \mu S_g,$$

где C_e — коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии с 10.5 - 10.9 [1];

C_t — термический коэффициент, принимаемый в соответствии с 10.10 [1];

μ — коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4. [1];

Коэффициент C_e изменяется в пределах от $0,85$ до $0,95$. Для городских территорий $C_e = 1,0$.

Коэффициент $C_t = 1,0$ для кровли с утеплителем.

Коэффициент μ зависит от схемы распределения снеговой нагрузки на покрытие (Приложение Г [1]). Для многопролетных многоэтажных зданий при расчетах простенков $\mu = 1,0$, внутренних кирпичных столбов — $\mu = 1,4$.

Коэффициент надежности здания по ответственности $\gamma_n = 1,0$ [6].

Материалы стен: кирпич силикатный, раствор смешанный, марки этих материалов будут установлены при проектировании простенка.

В задании даны размеры сечений элементов монолитных железобетонных перекрытий:

- толщина плиты — 80 мм ;
- сечение второстепенной балки — $250 \times 550 \text{ мм}$;
- сечение главной балки — $300 \times 700 \text{ мм}$.

Размеры сечений элементов монолитного железобетонного покрытия:

- толщина плиты — 60 мм ;
- сечение второстепенной балки — $200 \times 400 \text{ мм}$;
- сечение главной балки — $250 \times 550 \text{ мм}$.

Расчетная длина участка стены для сбора нагрузок на простенок (рис.1) — $l_k = 6,0 \text{ м}$; глубина грузовой площади для подсчета нагрузок на простенок с перекрытий и покрытия

$$l_{пр} = \frac{l - 0,25}{2} = \frac{5,5 - 0,25}{2} = 2,625 \text{ м}.$$

Грузовая площадь сбора нагрузок на простенок от покрытия и перекрытий на один этаж равна $\Omega_{пр} = l_k \times l_{пр} = 6,0 \times 2,625 = 15,75 \text{ м}^2$. На этой грузовой площади расположена второстепенная балка длиной $l_k = 6,0 \text{ м}$ и участок главной балки длиной $l_{пр} = 2,625 \text{ м}$.

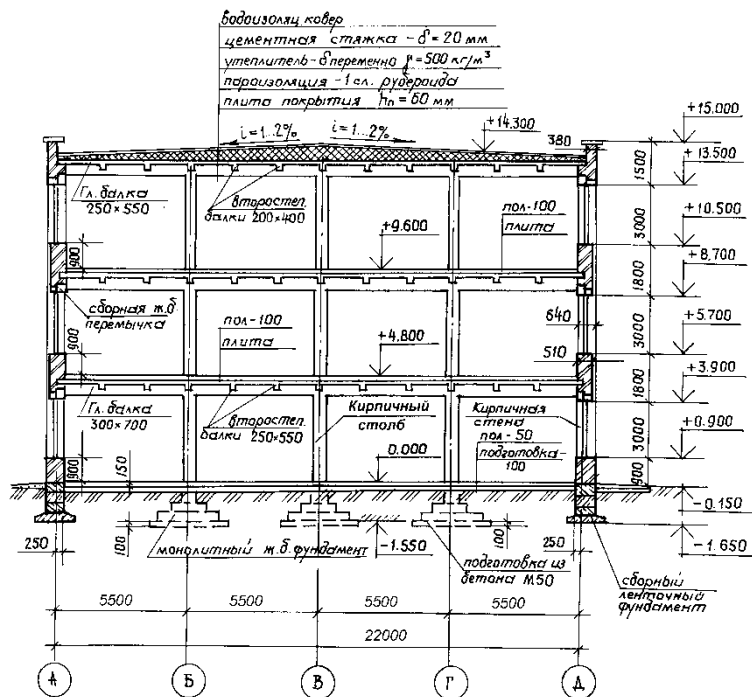


Рис. 6 Поперечный разрез здания (пример)

1. Определение расчетных нагрузок для простенка (сечение 1-1)

а) От покрытия (рис.1 и 2)

Вес конструкций кровли при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$ и снижении нормативного собственного веса конструкции кровли $g_n^{кр} = 1,95$ кПа на $0,70$ кПа за счет уклона при 4-х пролетном здании (см. выше):

$$N^{кр} = \gamma_n \Omega_{пр} g_n^{кр} \gamma_f = 1,0 \cdot 15,75 (1,95 - 0,70) \cdot 1,3 = 25,6 \text{ кН.}$$

Вес железобетонных конструкций покрытия из тяжелого бетона² при $\gamma_f = 1,1$:

- плита толщиной 60 мм:

$$1,0 \cdot 0,06 \cdot 15,75 \cdot 25 \cdot 1,1 = 26,0 \text{ кН;}$$

- ребро второстепенной балки сечением 200×400 мм (ниже плиты толщиной 60 мм):

$$1,0 \cdot 0,20 \cdot (0,40 - 0,06) \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 11,2 \text{ кН;}$$

- ребро главной балки сечением 250×550 мм (ниже плиты):

$$1,0 \cdot 0,25 \cdot (0,55 - 0,06) \cdot 2,625 \cdot 25 \cdot 1,1 = 8,8 \text{ кН.}$$

² Плотность железобетона при содержании арматуры до 3% принимается равной 2500 кг/м^3 . Нагрузка от собственного веса железобетонной конструкции при весе её в кг/м^3 принимается равной $0,01$ плотности в кг/м^3 .

Снеговая нагрузка для г. Н.Новгорода при $\gamma_f = 1,4$
 $S_0 = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 1,68$ кПа;
 $S = 1,0 \cdot 15,75 \cdot 1,68 \cdot 1,4 = 37,0$ кН.

Итого нагрузка с покрытия:

$$N_{\text{пок}} = 25,6 + 26,0 + 11,2 + 8,8 + 37,0 = 108,6 \text{ кН.}$$

б) От перекрытий

Таблица 2 Расчетные нагрузки от одного перекрытия:

Вид нагрузки	Нормативная величина нагрузки, кН/м ² (кПа)	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ² (кПа)
Постоянная нагрузка			
Собственный вес плиты: $0,08 \cdot 25,0 = 2,0$ кПа	2,0	1,1	2,20
Пол и перегородки	2,5	1,1	2,75
Итого g_0 :	4,5		4,95
Временная нагрузка			
Нагрузка на перекрытия, p_0	15,0	1,2	18,0

- вес пола, перегородок и железобетонной плиты:

$$\gamma_n g_0 \Omega_{\text{пр}} = 1,0 \cdot 4,95 \cdot 15,75 = 78,0 \text{ кН.}$$

- вес ребра второстепенной балки сечением 250 x 550 мм (ниже плиты толщиной 80 мм):

$$1,0 \cdot 0,25 \cdot (0,55 - 0,08) \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 19,4 \text{ кН;}$$

- вес ребра главной балки сечением 300 x 700 мм (ниже плиты толщиной 80 мм):

$$1,0 \cdot 0,30 \cdot (0,70 - 0,08) \cdot 2,625 \cdot 25 \cdot 1,1 = 13,4 \text{ кН;}$$

- временная нагрузка с учетом коэффициента $K_2 = 0,8$:

$$1,0 \cdot 18,0 \cdot 15,75 \cdot 0,8 = 226,8 \text{ кН.}$$

Итого нагрузка от одного перекрытия:

$$N_{\text{пер}} = 78,0 + 19,4 + 13,4 + 226,8 = 337,6 \text{ кН.}$$

От двух междуэтажных перекрытий:

$$\Sigma N_{\text{пер}} = 2 \cdot N_{\text{пер}} = 2 \cdot 337,6 = 675,2 \text{ кН.}$$

в) От веса стены (рис. 6 и 7)

Отметка расчетного сечения 1-1 простенка равна:

$$+2,720 - 0,080 = +2,640 \text{ м.}$$

Вес кладки стены (плотностью — 18 кН/м^3 , $\gamma_f = 1,1$, $\gamma_n = 1,0$):

- верхний участок простенка от отметки $+13,500 \text{ м}$ до отметки $+15,000 \text{ м}$ (от верха оконных проемов 3-го этажа до верха парапета стены), имеющий среднюю толщину 510 мм (рис.6):

$$1,0 \cdot 0,51 \cdot 6,0 \cdot (15,0 - 13,5) \cdot 18 \cdot 1,1 = 91,0 \text{ кН;}$$

- вес кладки стены в пределах ширины простенка $b_{\text{пр}} = 2,10 \text{ м}$ от отметки $+2,640 \text{ м}$ до отметки $+13,500 \text{ м}$:

$$1,0 \cdot 0,64 \cdot 2,10 \cdot (13,50 - 2,64) \cdot 18 \cdot 1,1 = 289,0 \text{ кН;}$$

- вес кладки двух междуоконных поясов ($H_{\text{ок}} = 3,0 \text{ м}$, $b_{\text{ок}} = 3,9 \text{ м}$, высота пояса $= H_{\text{эт}} - H_{\text{ок}} = 4,8 - 3,0 = 1,8 \text{ м}$):

$$1,0 \cdot 0,51 \cdot 3,9 \cdot 1,8 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 2 = 142,0 \text{ кН.}$$

Итого вес кладки стены

$$N_{\text{кл}} = 91,0 + 289,0 + 142,0 = 522,0 \text{ кН.}$$

Вес стены с учетом штукатурки и заполнения оконных проемов (см. выше):

$$N_{\text{ст}} = 1,075 \cdot 522,0 = 561,1 \text{ кН.}$$

г) Суммарная нормальная сила N в расчетном сечении 1-1 простенка от нагрузок с покрытия, перекрытий и от веса стены:

$$N = N_{\text{пок}} + \Sigma N_{\text{пер}} + N_{\text{ст}} = 108,6 + 675,2 + 561,1 = 1344,9 \text{ кН.}$$

2. Определение изгибающего момента M и эксцентриситета e_0 в расчетном сечении 1-1

Поскольку по исходным данным примера коэффициент $K_1 = 0,9 \neq K_2 = 0,8$, расчетная сила $N'_{\text{пер}}$ от перекрытия над первым этажом, создающая момент $M'_{\text{пер}}$ и равная $N'_{\text{пер}} = N_{\text{пер}} = 337,6 \text{ кН}$, должна быть скорректирована.

Временная нагрузка на перекрытии должна быть пересчитана с учетом коэффициента $K_1 = 0,9$:

$$1,0 \cdot 18,0 \cdot 15,75 \cdot 0,9 = 255,1 \text{ кН.}$$

Тогда полная нагрузка от одного перекрытия будет:

$$N_{\text{пер}} = 78,0 + 19,4 + 13,4 + 255,1 = 365,9 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент $M'_{\text{пер}}$ в уровне опирания главной балки на стену, равен (см. выше и рис. 8):

$$M'_{\text{пер}} = N_{\text{пер}} \cdot e_{\text{п}} = 365,9 \cdot 0,25 = 91,5 \text{ кН м}$$

Расчетная высота простенка

$$H \approx H_{\text{эт}} - h_{\Gamma} - 0,02 \text{ м} = 4,80 - 0,70 - 0,02 = 4,08 \text{ м.}$$

Момент M в расчетном сечении 1-1 от нагрузки с перекрытия и с учетом момента от веса пояса стены над окнами 1-го этажа (см выше):

$$M = 1,08 \cdot M'_{\text{пер}} \cdot \frac{H_1}{H} = 1,08 \cdot 91,5 \cdot \frac{2,72}{4,08} = 65,9 \text{ кН м.}$$

Эксцентриситет e_0 в сечении 1-1 от суммарной нагрузки с покрытия, перекрытий и от веса стены будет равен:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{65,9}{1344,9} = 0,05 \text{ м}$$

и не превышает $0,35 \cdot h = 0,35 \cdot 0,64 = 0,224 \text{ м}$, поэтому расчет простенка необходимо производить только по несущей способности (по 1-ой группе предельных состояний).

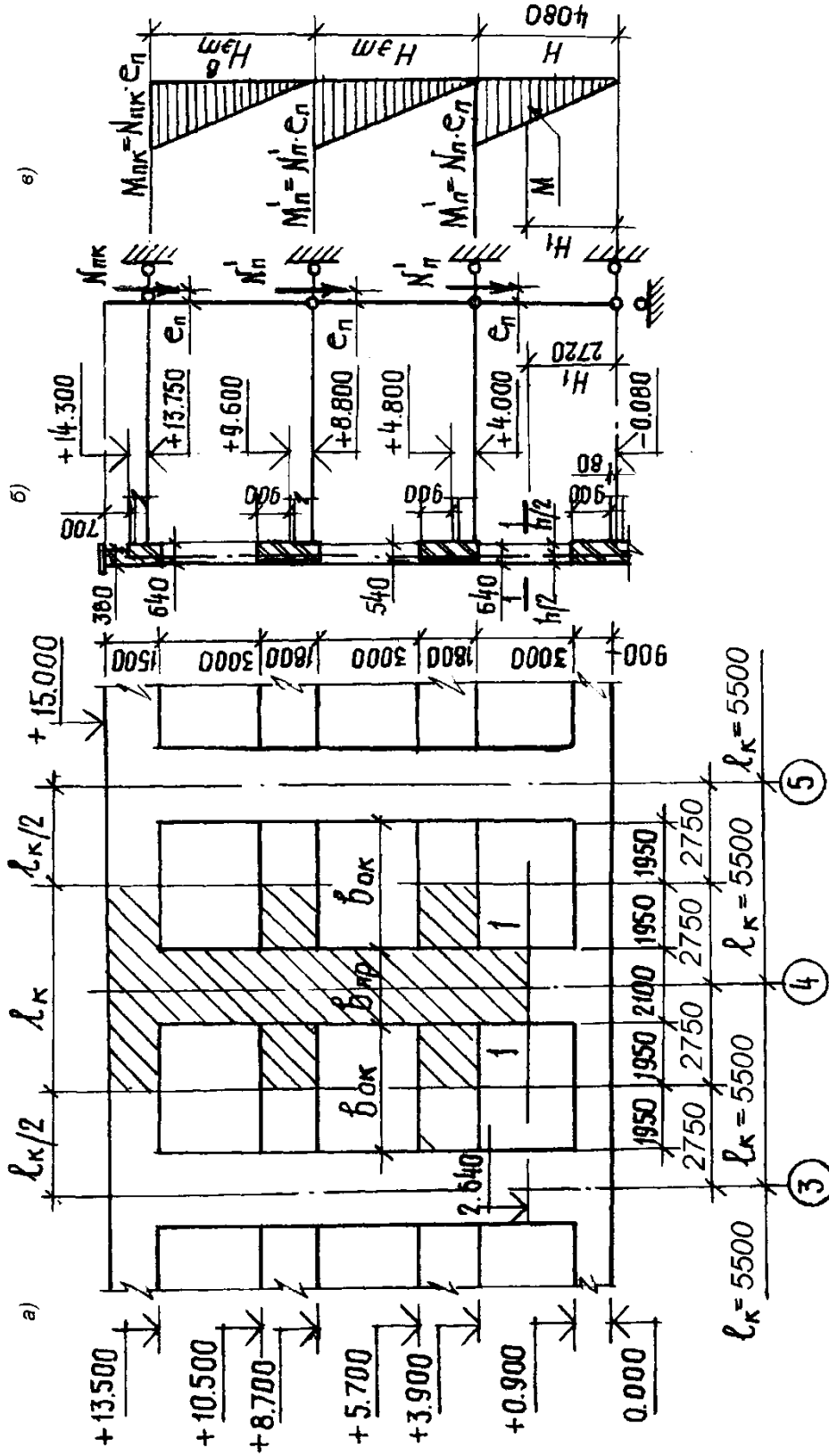


Рис. 7. К примеру 1: а) фрагмент фасада, б) разрез по наружной стене, в) эпюра моментов

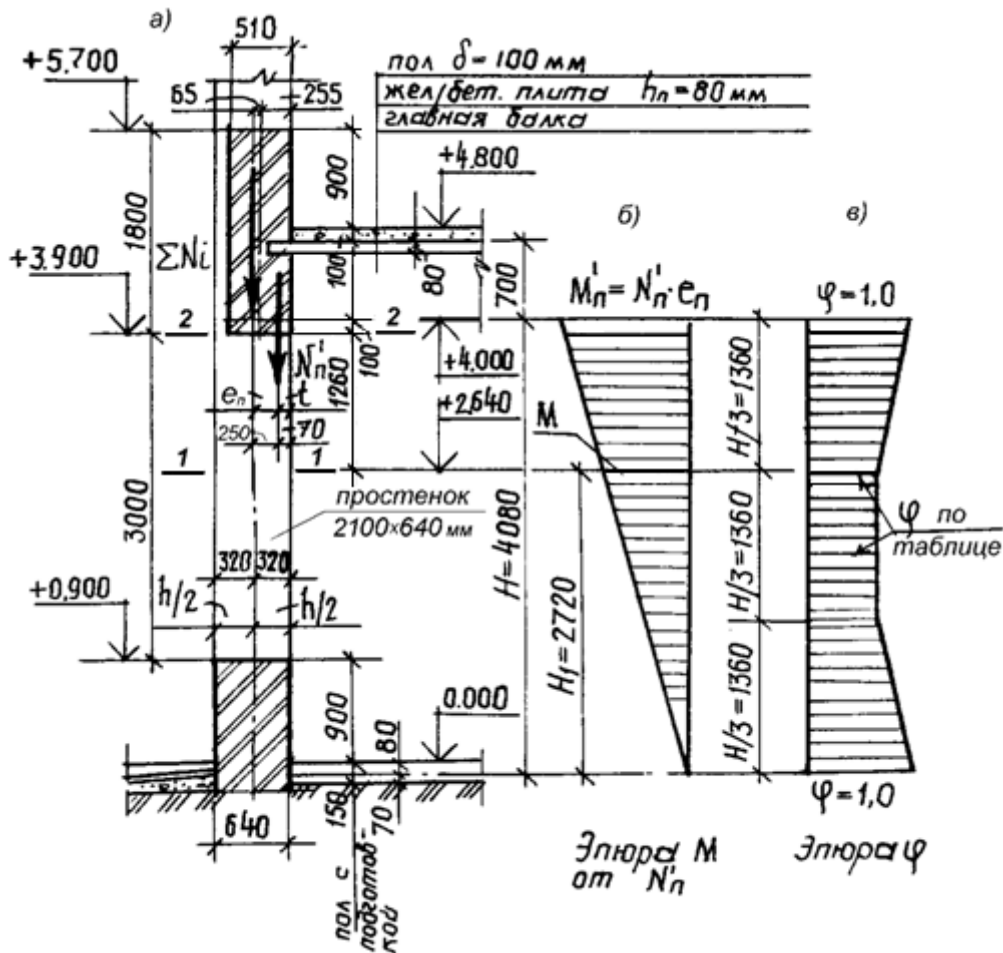


Рис. 8 К расчету простенка 1-го этажа
(надоконные перемычки условно не показаны)
а) сечение по стене; б) эпюра моментов; в) эпюра φ .

3. Расчет простенка по несущей способности (определение требуемых марок кирпича и раствора)

Расчет выполняется по формулам СНиП [2], приведенным выше. Имеем:
 $m_g = 1,0$, $l_0 = H = 4,08$ м.

площадь простенка $A = b_{пр} \cdot h = 2,10 \cdot 0,64 = 1,34$ м²,
кирпич по заданию - силикатный.

По таблице 16 [2] полагая, что будет принята марка раствора более 25, определяем $\alpha = 750$.

Приведенная гибкость простенка $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4,08}{0,64} = 6,38$.

Гибкость сжатой части сечения простенка

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{(h_c - 2e_0)} = \frac{4,08}{(0,64 - 2 \cdot 0,05)} = 7,55$$

По таблице 19 [2] (табл. А.2) находим коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,938$ (по приведенной гибкости простенка $\lambda_h = 6,38$) и $\varphi_c = 0,91$ (по гибкости $\varphi_{hc} = 7,55$).

$$\text{Тогда} \quad \varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,938 + 0,91}{2} = 0,924.$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,05}{0,64} = 1,08 < 1,45,$$

поэтому принимаем в расчете $\omega = 1,08$.

Требуемое расчетное сопротивление кладки:

$$R = \frac{N}{m_g \varphi_1 A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega} = \frac{1344,9}{1,0 \cdot 0,924 \cdot 1,34 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,05}{0,64}\right) \cdot 1,08} = 1292 \text{ кПа}$$

или $R = 1,29 \text{ МПа}$.

По таблице 2 [2] принимаем:

— кирпич силикатный марки “75”,

— раствор марки “50”, чему соответствует расчетное сопротивление кладки $R = 1,3 \text{ МПа}$.

Не исключено принятие и других возможных вариантов, включающих более высокую марку кирпича и более низкую марку раствора, например:

— кирпич силикатный марки “100”,

— раствор марки “25”, чему соответствует расчетное сопротивление кладки $R = 1,3 \text{ МПа}$. Необходимо заметить, что в настоящее время растворы низких марок применяются редко.

Сечение 2–2.

Расчет сечения 2–2 сводится к проверке прочности сечения при принятых марках кирпича и раствора для сечения 1–1 по формуле

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega .$$

Величина изгибающего момента M и коэффициенты φ и φ_1 принимаются по интерполяции из соответствующих эпюр.

4. Расчет простенка на смятие (местное сжатие) под концом главной балки

По заданию главные балки перекрытия сечением $b_{гб} \times h_{гб} = 300 \times 700 \text{ мм}$ с шагом $l_k = 6,0 \text{ м}$ опираются на простенки толщиной $h = 640 \text{ мм}$. Поскольку нагрузка на простенок, передающаяся с главной балки $N_{пер} = 365,9 \text{ кН}$, превышает 100 кН , по указаниям СНиП [3] требуется обязательная укладка распределительных опорных плит, толщиной кратной толщине ряда кладки. При использовании утолщенного кирпича толщина ряда равна 100 мм , поэтому толщина плиты принимается 190 мм . Выбираем размеры распределительной плиты $380 \times 510 \text{ мм}$, при глубине заделки главной балки $l_{зав} = 380 \text{ мм}$.

Расчет кладки на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения производим по формуле:

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

где ψ — коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки,

d — коэффициент, вычисляемый по формуле

$$d = 1,5 - 0,5 \cdot \psi.$$

Ввиду возможного незначительного поворота конца балки в результате прогиба монолитного перекрытия принимаем эпюру давления на кладку под распределительной плитой в виде трапеции с коэффициентом полноты эпюры $\psi=0,85$.

Тогда $d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,85 = 1,075$.

Расчетная площадь сечения A , ввиду того что шаг балок $l_k = 6,0$ м превышает удвоенную толщину простенка $2h = 1,28$ м, вычисляется по второму варианту:

$$A = (b_{\text{п}} + 2h) \cdot l_{\text{зав}} = (0,51 + 2 \cdot 0,64) \cdot 0,38 = 0,68 \text{ м}^2.$$

Площадь смятия (под плитой) $A_c = b \cdot a = 0,51 \cdot 0,38 = 0,194 \text{ м}^2$.

Коэффициент ξ_1 зависит от материала кладки и места приложения нагрузки и определяется по таблице 22 [2]. Коэффициент $\xi_1 = 2,0$.

Коэффициент $\xi \leq \xi_1$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{0,68}{0,194}} = 1,52 < \xi_1 = 2,0.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие

$$R_c = \xi \cdot R = 1,52 \cdot 1,3 = 1,98 \text{ МПа}$$

Несущая способность кладки будет равна

$$N_{\text{ult}} = \psi d R_c A_c = 0,85 \cdot 1,075 \cdot 1,98 \cdot 0,194 = 0,352 \text{ МН} = 352 \text{ кН}.$$

Таким образом, от местной нагрузки (при $N_{\text{пер}} = 365,9 \text{ кН} > N_{\text{см,ult}} = 352,0 \text{ кН}$) прочность кладки на смятие не обеспечена.

По таблице 2 [2] принимаем:

- кирпич силикатный марки “100”,
- раствор марки “50”,

чему соответствует расчетное сопротивление кладки $R = 1,5 \text{ МПа}$.

$$R_c = \xi \cdot R = 1,52 \cdot 1,5 = 2,28 \text{ МПа}$$

$$N_{\text{ult}} = \psi d R_c A_c = 0,85 \cdot 1,075 \cdot 2,28 \cdot 0,194 = 0,404 \text{ МН} = 404 \text{ кН}.$$

Так как $N_{\text{пер}} = 365,9 \text{ кН} < N_{\text{см,ult}} = 404,0 \text{ кН}$ прочность кладки на смятие будет обеспечена.

Далее необходимо оценить прочность кладки при совместном действии местной и основной нагрузок. За основную нагрузку принимается часть вычисленной ранее для расчета простенка суммарной нормальной силы N (за вычетом нагрузки от ближайшего перекрытия), приходящаяся на опорную

плиту, подсчитанная через коэффициент отношения площадей простенка и опорной плиты:

$$N = \frac{(N - N_{\text{пер}})a_1 b}{b_{\text{пр}}h} = \frac{(1344,9 - 337,6)0,38 \cdot 0,51}{2,1 \cdot 0,64} = 145,2 \text{ кН.}$$

Сумма местной и основной нагрузки равна

$$\Sigma N = 365,9 + 145,2 = 511,1 \text{ кН.}$$

Как видим, в этом варианте прочность кладки на смятие недостаточна, так как

$$\Sigma N = 511,1 \text{ кН} > N_{\text{см,ult}} = 404,0 \text{ кН.}$$

Согласно рекомендациям п 7.15 [2], необходимо устранить передачу основной нагрузки на площадь смятия путем устройства промежутка или укладки мягкой прокладки над опорным концом балки.

Б. Расчет кирпичного столба в 1-ом этаже, армированного сетками

При расчете необходимо установить размеры сечения, марки кирпича, раствора и армирование, т.е. требуется полностью запроектировать столб первого этажа.

Как было указано в вводной части настоящих “Методических указаний”, здание в поперечном направлении имеет жесткую конструктивную схему, благодаря чему во внутренних конструкциях здания не возникает изгибающих моментов от ветровой нагрузки. Поэтому расчетная статическая схема столба в целом, как и наружной стены, представляет собой вертикальную многопролетную балку на несмещаемых в горизонтальном направлении опорах с условно введенными полными шарнирами в уровне опирания прогонов перекрытия (рис.7б). Расчетное сечение столба 1-го этажа расположено в средней трети высоты H , где коэффициент продольного изгиба φ при несмещаемых в горизонтальном направлении опорах имеет меньшее значение, равное табличному (рис.8). Грузовая площадь перекрытий и покрытия, приходящаяся на столб четырехпролетного здания, симметрична относительно оси столба (рис.1) $\Omega_{\text{ст}} = l_k \times l$.

Размеры сторон сечения столба должны назначаться кратными размеру кирпича, т.е. 510 мм, 640 мм, 770 мм и далее с градацией через 130 мм. Желательно, чтобы подобранные размеры сторон не превосходили 900 x 1030 мм. Столб следует проектировать квадратного сечения или прямоугольного, близкого к квадратному, с разностью сторон в полкирпича (130 мм). В этом случае большая сторона располагается в направлении главных балок (поперек здания).

Для уменьшения размеров поперечного сечения тяжело нагруженного столба в 1-ом этаже необходимо:

а) принимать марку кирпича 100...150 (до 200) и марку раствора 50...100 (до 150);

б) максимально использовать эффект сетчатого армирования, принимая расчетное сопротивление армированной сетками кладки $R_{\text{ск}}$ равным или

близким к предельно допустимому $R_{sk} = 2 \cdot R$, где R - расчетное сопротивление той же неармированной кладки на сжатие. Столб армируется прямоугольными сетками из арматурной проволоки периодического профиля класса Вр500 или В500 диаметром 3...5 мм с квадратными ячейками ($C_1 = C_2 = C$). Шаг C стержней в сетках рекомендуется принимать в пределах 30...120 мм кратно 10 мм (допускается принимать шаг C кратно 5 мм).

Фактический средний шаг стержней при конструировании сетки может несколько отличаться от расчетного, поскольку получается, исходя из размеров сторон столба, требуемого по расчету общего числа стержней каждого направления и необходимого защитного слоя. Этот слой, т.е. расстояние от грани столба до крайнего стержня может составлять от 15 мм до 30 мм и должно быть не более $C/2$. Для увеличения эффекта сетчатого армирования сетки по высоте столба следует укладывать через один-три ряда кирпича. По СНиП [2] арматурные сетки допускается укладывать не реже, чем через 5 рядов кладки из одинарного кирпича и не реже, чем через 4 ряда кладки из утолщенного кирпича и не реже, чем через 3 ряда керамических камней.

При номинальной толщине горизонтального шва раствора, равной 12 мм, высота ряда кладки h_p из одинарного кирпича составляет 77 мм, из утолщенного кирпича - 100 мм, а из керамических камней - 150 мм. Минимальная толщина шва раствора с уложенной прямоугольной сеткой из проволоки диаметром 5 мм равна 14 мм, т.е. на 2 мм больше толщины рядового шва без сеток. Поэтому шаг S сеток по высоте столба при укладке их через n рядов кирпича в расчетах принимается равным:

при диаметре проволоки до 4 мм включительно: $S = n \cdot h_p$

при диаметре проволоки 5 мм: $S = n \cdot h_p + 2$ мм .

Расчетная длина столба в первом этаже также как и при расчете простенка равна расстоянию от низа главной балки до середины толщины пола с бетонной подготовкой по грунту (см. выше и рис. 9): $l_0 = H_1 = H_{эт} - h_f - 0,02$ м.

Расчет по несущей способности центрально нагруженного кирпичного столба с сетчатым армированием выполняется в соответствии с формулами СНиП [2] и [3].

Расчет заключается в предварительном приближенном определении (при выбранных марках кирпича и раствора) размеров сечения и армирования столба и в последующей проверке его несущей способности $N \leq N_{ult}$ при принятых размерах сечения, шаге сеток S по высоте столба и шаге C стержней в сетках.

Рекомендуемая последовательность выполнения расчетов и используемые при этом расчетные формулы приводятся ниже и поясняются числовым примером.

При невыполнении условия проверки прочности ($N \leq N_{ult}$) или излишних, неоправданных запасах ее, следует повторным расчетом скорректировать величину несущей способности N_{ult} за счет изменения марок материалов, армирования или размеров сечения столба.

Чертеж-эскиз запроектированного армикирпичного столба приводится в пояснительной записке. При его выполнении размер стороны сечения столба во втором этаже может быть условно показан на полкирпича меньше, чем в первом этаже.

Пример 2

Требуется рассчитать армированный сетками кирпичный столб первого этажа в многоэтажном производственном здании с несущими наружными и межсекционной стенами из кирпича, решенном по жесткой конструктивной схеме. Столб выполняется из утолщенного силикатного кирпича на цементном растворе.

Грузовая площадь сбора нагрузок на столб от покрытия и перекрытий на один этаж (рис.1): $\Omega_{ст} = l_k \times l = 6,0 \times 5,5 = 33,0 \text{ м}^2$. На этой грузовой площади на покрытии и каждом перекрытии расположено по три второстепенные балки длиной $l_k = 6,0 \text{ м}$ и участок главной балки длиной $l = 5,5 \text{ м}$.

1. Определение расчетной нормальной силы N в расчетном сечении столба первого этажа

Нагрузки определяются с использованием результатов подсчетов их с покрытия и междуэтажных перекрытий аналогично расчету простенка наружной стены 1-го этажа:

а) от покрытия

Вес конструкций кровли при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$ и увеличении нормативного собственного веса конструкции кровли к середине на $0,70 \text{ кН/м}^2$ за счет уклона при 4-х пролетном здании (см. выше):

$$\gamma_n \cdot \Omega_{ст} \cdot g_{нк} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 33,0 \cdot (1,95 + 0,70) \cdot 1,3 = 113,7 \text{ кН.}$$

Вес железобетонных конструкций покрытия из тяжелого бетона при $\gamma_f = 1,1$:

- плита толщиной 60 мм:

$$1,0 \cdot 0,06 \cdot 33,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 54,4 \text{ кН;}$$

- три ребра второстепенных балок сечением 200 х 400 мм (ниже плиты толщиной 60 мм):

$$1,0 \cdot 3 \cdot 0,20 \cdot (0,40 - 0,06) \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 33,6 \text{ кН;}$$

- ребро главной балки сечением 250 x 550 мм (ниже плиты):

$$1,0 \cdot 0,25 \cdot (0,55 - 0,06) \cdot 5,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 18,5 \text{ кН.}$$

Снеговая нагрузка для города Н.Новгорода при $\gamma_f = 1,4$:

$$S_0 = 0,7 \cdot C_e \cdot C_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 2,4 = 2,35 \text{ кПа.}$$

Расчетная нагрузка от снега

$$1,0 \cdot 33,0 \cdot 2,35 \cdot 1,4 = 108,7 \text{ кН.}$$

Итого нагрузка с покрытия:

$$N_{\text{пок}} = 113,7 + 54,4 + 33,6 + 18,5 + 108,7 = 328,9 \text{ кН.}$$

б) От перекрытий

С учетом данных таблицы 1 и с учетом коэффициента $\gamma_n = 1,0$:

- вес пола, перегородок и железобетонной плиты:

$$\gamma_n g_0 \Omega_{\text{ст}} = 1,0 \cdot 4,95 \cdot 33,0 = 163,4 \text{ кН.}$$

- вес трех ребер второстепенных балок сечением 250 x 550 мм (ниже плиты толщиной 80 мм):

$$1,0 \cdot 3 \cdot 0,25 \cdot (0,55 - 0,08) \cdot 6,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 58,2 \text{ кН;}$$

- ребро главной балки сечением 300 x 700 мм (ниже плиты толщиной 80 мм):

$$1,0 \cdot 0,30 \cdot (0,70 - 0,08) \cdot 5,5 \cdot 25 \cdot 1,1 = 28,1 \text{ кН;}$$

- временная нагрузка с учетом коэффициента $K_2 = 0,8$:

$$1,0 \cdot 18,0 \cdot 33,0 \cdot 0,8 = 475,2 \text{ кН.}$$

Итого нагрузка от одного перекрытия:

$$N_{\text{пер}} = 163,4 + 58,2 + 28,1 + 475,2 = 724,9 \text{ кН.}$$

От двух междуэтажных перекрытий:

$$\sum N_{\text{пер}} = 2 \cdot N_{\text{пер}} = 2 \cdot 724,9 = 1449,8 \text{ кН.}$$

Суммарная нагрузка на столб 1-го этажа без учета его веса:

$$N^* = N_{\text{пок}} + \sum N_{\text{пер}} = 328,9 + 1449,8 = 1778,7 \text{ кН.}$$

Как было указано выше, собственный вес столба со штукатуркой на всех этажах до расчетного сечения может приниматься приближенно в размере 5...7% от величины полной нагрузки на столб без учета его веса, поэтому расчетная нормальная сила N с учетом собственного веса столба может быть принята:

$$N = 1,06 \cdot N^* = 1,06 \cdot 1778,7 = 1885,4 \text{ кН.}$$

2. Предварительный расчет столба

Учитывая значительную нагрузку на столб, принимаем кирпич марки "125" и раствор марки "75", чему по таблице 2 [2] соответствует значение расчетного сопротивления сжатию неармированной кладки $R = 1,9 \text{ МПа}$. Полагаем, что площадь поперечного сечения столба будет $A > 0,3 \text{ м}^2$, т.е. к табличному значению R не требуется введения коэффициента условий работы кладки $\gamma_c = 0,8$.

Расчетное сопротивление кладки, армированной сетками, предварительно назначаем $R_{sk} = 2 \cdot R = 2 \cdot 1,9 = 3,8$ МПа. Задаваясь величиной коэффициента продольного изгиба $\varphi = 0,90$ и считая $m_g = 1,0$ (длительность действия нагрузки не учитывается, так как заведомо сторона сечения столба $h > 300$ мм), находим требуемую площадь сечения столба в 1-ом этаже:

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R_{sc}} = \frac{1885,4 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 3,8} = 551268 \text{ мм}^2$$

откуда при квадратном сечении

$$h = \sqrt{A} = \sqrt{551268} = 742 \text{ мм.}$$

Принимаем сечение столба 770 x 770 мм. Сварные сетки проектируем из проволоки диаметром 5 мм класса Вр500. Площадь поперечного сечения одного стержня $\varnothing 5$ Вр500 равна $A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$. Расчетное сопротивление проволоки $\varnothing 5$ Вр500 при использовании ее в сетках для армирования каменной кладки равно $R_s = 0,6 \cdot 415 = 249$ МПа, где 0,6 - коэффициент условий работы γ_{cs} для сетчатого армирования арматурой класса Вр500, а 415 МПа - расчетное сопротивление растяжению R_s арматуры $\varnothing 5$ Вр500 по таблице 6.14 [4].

Принятому выше значению $R_{sk} = 2 \cdot R$ по [2] отвечает величина процента сетчатого армирования:

$$\mu = \frac{50 \cdot R}{R_s} = \frac{50 \cdot 1,9}{249} = 0,38 \%$$

Из выражения процента армирования [2] находим произведение $C \times S$:

$$C \times S = \frac{2 \cdot A_{st}}{\mu} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 19,6}{0,39} = 10316 \text{ мм}^2 .$$

Назначаем шаг сеток S по высоте столба через 3 ряда кладки из утолщенного кирпича. Тогда при диаметре проволоки 5 мм $S = n \cdot h_p + 2 \text{ мм} = 3 \cdot 100 + 2 = 302 \text{ мм}$ (см. выше), откуда требуемый шаг стержней в сетках $C = 10316/302 = 34 \text{ мм}$. Принимаем $C = 40 \text{ мм}$, так как поперечное сечение столба было принято с запасом.

3. Окончательный расчет столба

Площадь сечения столба $A = h \times h = 770 \times 770 = 592900 \text{ мм}^2$.

Поскольку $A = 0,5929 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$, то при $\gamma_c = 1,0$ в расчетах принимается табличное значение $R = 1,9$ МПа.

Кроме того, так как $h = 770 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$, то $m_g = 1,0$.

Фактический процент армирования:

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{C \cdot S} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 19,6}{40 \cdot 302} 100\% = 0,32\% > \mu_{min} = 0,1\% .$$

С другой стороны, процент армирования μ не должен быть больше

$$\mu = \frac{50 \cdot R}{R_s} = \frac{50 \cdot 1,9}{249} = 0,38\%$$

Расчетное сопротивление сжатию армированной сетками кладки R_{sk} при принятых C и S будет равно:

$$R_{sk} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} = 1,9 + \frac{2 \cdot 0,325 \cdot 249}{100} = 3,49 \text{ МПа} < 2R = 3,8 \text{ МПа}.$$

Принимаем в дальнейших расчетах $R_{sk} = 3,50 \text{ МПа}$.

Определяем коэффициент продольного изгиба φ для столба, армированного сетками. Для неармированной кладки из силикатного кирпича на растворе марки 75 значение упругой характеристики кладки $\alpha = 750$, таблица 16 [2].

Средний предел прочности на сжатие неармированной кладки $R_u = k \cdot R = 2 \cdot 1,9 = 3,8 \text{ МПа}$, где k - коэффициент, принимаемый по таблице 15 [2].

Средний предел прочности на сжатие кладки, армированной сетками R_{sku} , определяем по формуле (6) [2] при $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300 \text{ МПа}$, где $0,6$ - коэффициент для арматуры класса Вр500, а 500 МПа - нормативное сопротивление растяжению арматуры $\varnothing 5 \text{ Вр500}$ по таблице 6.13 [4]:

$$R_{sku} = kR + \frac{2\mu R_{sn}}{100} = 2 \cdot 1,9 + \frac{2 \cdot 0,32 \cdot 300}{100} = 5,72 \text{ МПа}$$

Упругая характеристика кладки, армированной сетками:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \frac{3,8}{5,72} = 498.$$

Расчетная длина столба (см. выше) :

$$l_0 = H_1 = H_{\text{эт}} - h_r - 0,02 \text{ м} = 4,80 - 0,70 - 0,02 = 4,08 \text{ м} .$$

$$\lambda_h = l_0 / h = 4,08 / 0,77 = 5,3$$

По таблице 19 [2] для $\alpha_{sk} = 498$ и $\lambda_h = 5,3$ находим значение $\varphi = 0,93$.

Несущая способность расчетного сечения в 1-ом этаже кирпичного столба, армированного сетками:

$$N_{ult} = m_g \varphi \cdot R_{sk} A = 1,0 \cdot 0,93 \cdot 3,49 \cdot 592900 = 1,924 \cdot 10^6 \text{ Н} = 1924 \text{ кН},$$

$$N_{ult} = 1924 \text{ кН} > N = 1885,4 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность столба обеспечена без излишнего запаса. Запроектированный столб показан на рис.9.

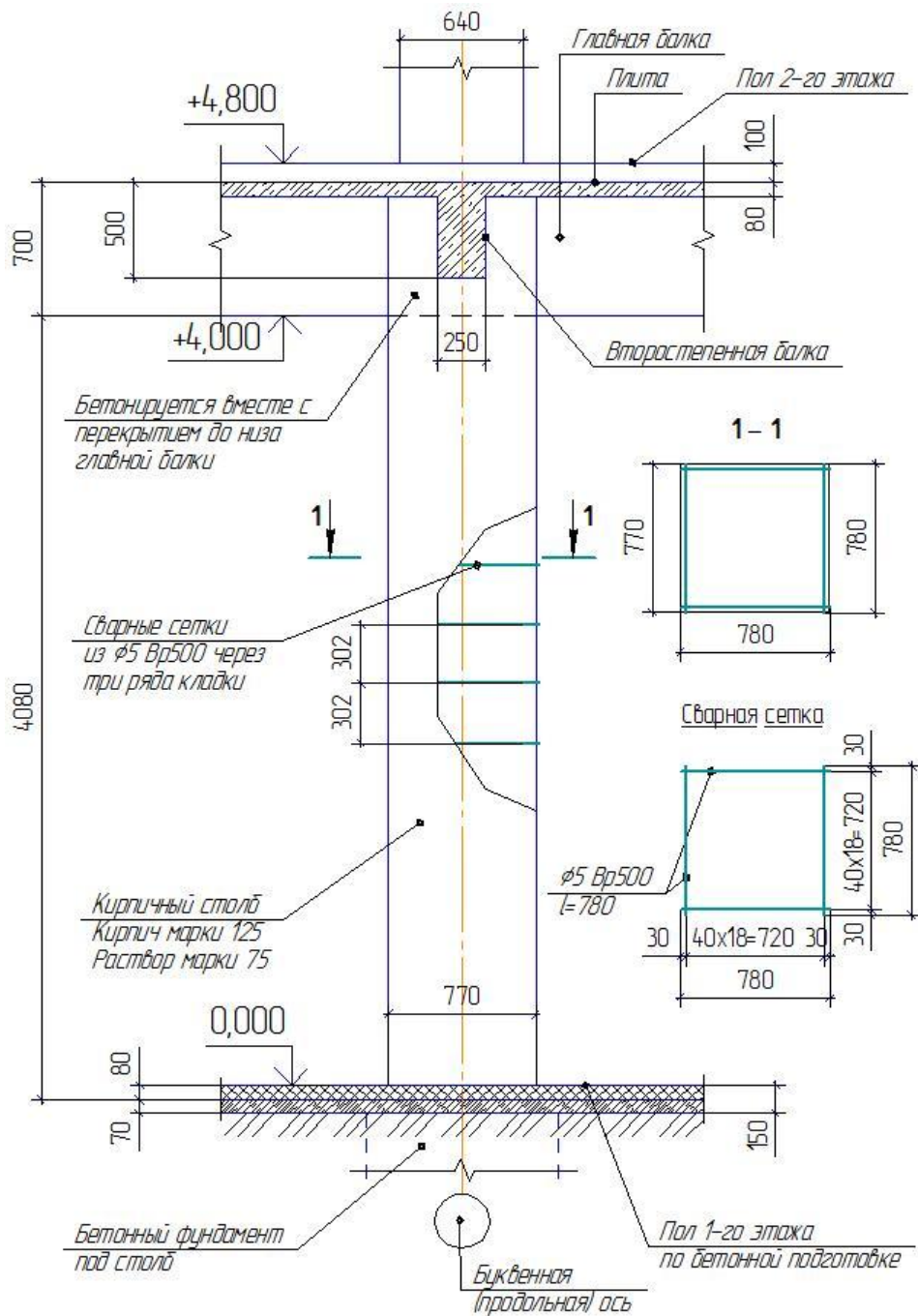


Рис. 9 Кирпичный столб первого этажа армированный сварными сетками (к примеру 2)

В. Расчет усиления каменных конструкций с помощью обойм

В определенных условиях, при эксплуатации зданий, требуется выполнить усиление кирпичных столбов или простенков с целью повышения их несущей способности или восстановления проектной прочности. Причинами для усиления конструкций могут быть: низкая фактическая прочность кирпича и раствора, физическое повреждение конструкции, реконструкция здания в виде надстройки одним или несколькими этажами, изменение временной нагрузки от технологического оборудования и др.

Для усиления каменных конструкций применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные. Каменная кладка, усиленная обоймой работает совместно с обоймой и способна полностью воспринимать требуемую нагрузку.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, и горизонтальных хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Для эффективной работы стальной обоймы вертикальные уголки в момент их монтажа должны быть установлены на **свежеприготовленном растворе**.

Эффективность работы вертикальных уголков зависит от условий передачи нагрузки на обойму. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25...30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В15 ... В20 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Толщина бетонной обоймы назначается по расчету и принимается от 60 мм до 100 мм. Диаметр хомутов и их шаг определяется расчетом, их шаг не более 150 мм. Вертикальные стержни принимаются конструктивно $\varnothing 10...16$ мм.

Растворная обойма армируется, как и железобетонная, но вместо бетона арматура располагается в слое цементного раствора, толщиной от 30 мм до 40 мм. Шаг хомутов не более 150 мм. Диаметр и шаг хомутов определяется расчетом. Вертикальные стержни принимаются конструктивно $\varnothing 10...12$ мм. Марка раствора 50...100.

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленных обоймами, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

при стальной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A'_s \right]$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \varphi \left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A$$

Коэффициенты ψ и η принимаются при центральном сжатии $\psi = 1$ и $\eta = 1$; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием):

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \quad \eta = 1 - \frac{4e_0}{h}.$$

В формулах расчета усиления кирпичной кладки:

N — продольная сила;

A — площадь сечения усиливаемой кладки;

A'_s — площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

A_b — площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

R_{sc} — расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры;

φ — коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для неусиленной кладки);

m_g — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки (п.п. 7.1 и 7.7 [1]);

m_k — коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным **1,0** для кладки без повреждений и **0,7** - для кладки с трещинами;

m_b — коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным:

1,0 — при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы;

0,7 — при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы;

0,35 — без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

μ — процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2A_s(h + b)}{hbs} 100,$$

где h и b — размеры сторон усиливаемого элемента;

S — расстояние между осями поперечных связей при стальных обоймах ($S \leq b$ и $S \leq h$, но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоймах ($S \leq 15$ см).

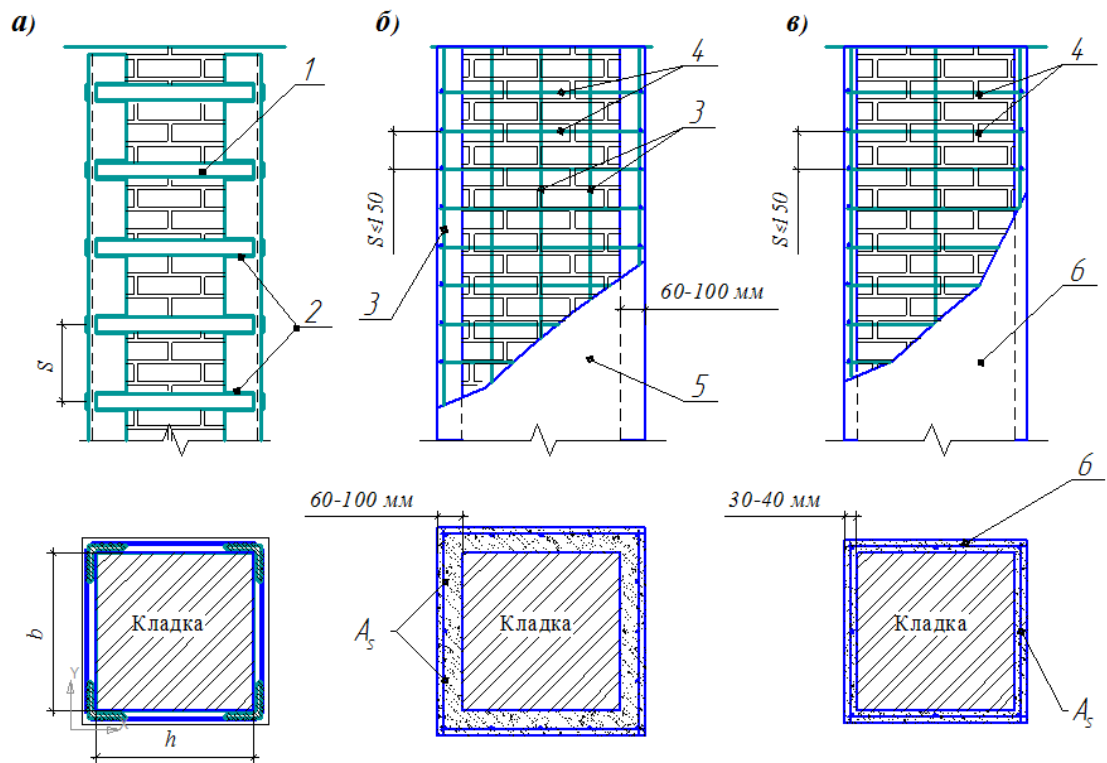


Рис. 10 Схема усиления кирпичных столбов обоймами

a – металлической; *б* – железобетонной; *в*– армированной штукатуркой;

1 – планка f_l сечением 35x5 — 60x12 (шаг планок $S \leq b; S \leq h$ и $S \leq 50$ см); 2 – сварка;
 3 – стержни арматуры диаметром 5...12 мм; 4 – хомуты диаметром 4...10 мм; 5 – бетон
 класса В7,5...В15; 6 – штукатурка (раствор марки 50...100)

Пример 3. Усиление столба стальной обоймой

В качестве вертикальной арматуры обоймы используются равнополочные уголки, а в качестве поперечных связей – полосовая сталь.

По результатам расчета необходимо разработать чертежи усиления стальной обоймой и определить расход требуемых материалов для одного столба.

Исходные данные:

Расчетная нагрузка	$N = 1885$ кН.
Высота столба	$H=l_0 = 4,08$ м.
Марка кирпича	125.
Марка раствора	75.
Вид кирпича	силикатный.

Размеры сечения столба, подлежащего усилению — 770 x 770 мм.

Площадь сечения — $A = 770^2 = 592900$ мм².

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки по табл. 2 [1] при марке кирпича 125 и марке раствора 75 $R = 1,9$ МПа.

Известно, что кладка не имеет повреждений, видимых трещин и других дефектов по всей высоте столба.

Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,925$ по табл. 19 [1] при $\alpha = 750$ и $\lambda_h = 4,08/0,77 = 5,3$.

Принимаем коэффициенты $m_g = 1$ (размер сечения столба более 30 см) и $m_k = 1$ (кладка без повреждений).

Для стальных обоек из конструктивных соображений принимаем равнополочные уголки L50x5 по ГОСТ 8509-93 (сталь Ст-3, класс А-I (А240)).

Площадь сечения четырех уголков $A'_s = 4 \cdot 480 = 1920$ мм².

По табл. 10 [3, с.33] $R_{sc} = 43$ МПа и $R_{sw} = 150$ МПа.

Определяем требуемый коэффициент армирования столба

$$\eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} A = \frac{N}{\psi\varphi} - m_g m_k R A - R_{sc} A'_s.$$

$$1 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 592,9 \cdot 10^3 = \frac{1885 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,96} - 1 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 592,9 \cdot 10^3 - 43 \cdot 1920.$$

Откуда $\mu = 0,53$ %.

Принимаем расстояние между осями поперечных планок обоймы 300 мм и определяем их сечение из условия

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} 100;$$

$$0,53 = \frac{2A_s(770+770)}{770 \cdot 770 \cdot 300} 100;$$

$$A_s = 306 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в качестве планок полосу сечением:

55 x 7 мм с $A_c = 55 \cdot 7 = 330 \text{ мм}^2$ по ГОСТ 103-2006.

Если принять максимальный шаг планок $S=500 \text{ мм}$ (при $\mu = 0,53 \%$) их площадь сечения будет равна $A_s = 510 \text{ мм}^2$, тогда размеры сечение планок будут $85 \times 6 = 510 \text{ мм}^2$.

Во всех случаях шаг планок должен быть кратным 50 мм, не должен превышать меньшего размера усиливаемого элемента и быть меньше 500 мм.

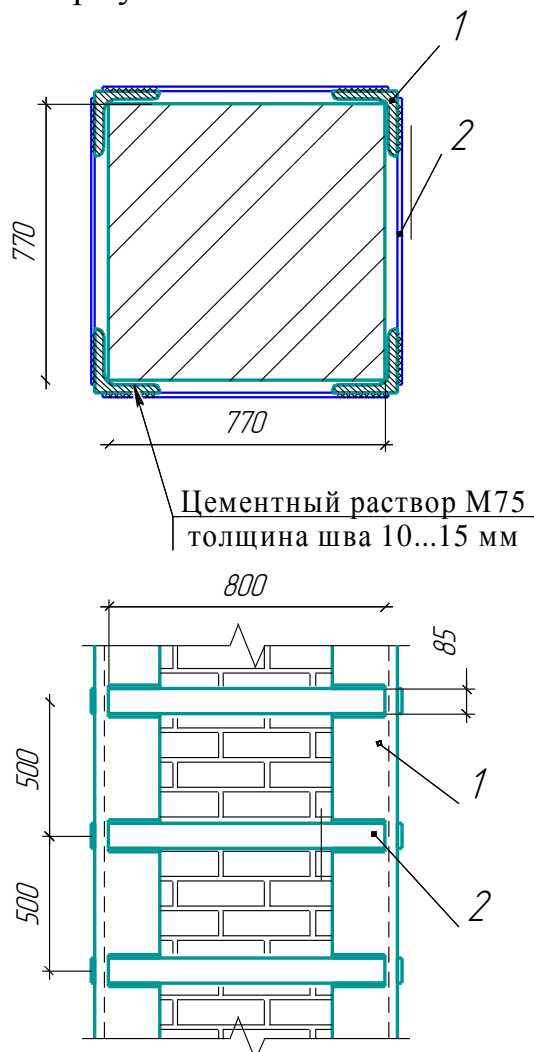


Рис. 11 Усиление столба стальной обоймой

Поз.	Наименование	Кол-во	Длина, в м	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Уголок 50 x 5	4	4,3	16,2	64,8
2	Полоса 85 x 6	32 ^{*)}	0,8	3,2	102,4
					167,2
	Раствор М75	0,53 ^{**)} м ³			

^{*)} $4 \left(\frac{4080 - 500}{500} + 1 \right) = 32$ шт. Крайние планки установлены на расстоянии 250 мм от торцев стальной обоймы.

^{**)} $(0,85^2 - 0,77^2) \cdot 4,08 = 0,53 \text{ м}^3$. Защитный слой раствора принят 40 мм.

Вертикальные уголки устанавливаются на свежеприготовленном растворе.

Пример 4. Усиление столба железобетонной облоймой

Размеры сечения столба, подлежащего усилению — 770 x 770 мм.

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки — $R = 1,9$ МПа.

Принимаем коэффициенты $m_g = 1$, $m_k = 1$, $\eta = 1$, $\psi = 1$.

Толщина железобетонных стенок назначается от 60...100 мм. Принимаем — 60 мм. Сечение столба с учётом железобетонной облоймы 890 x 890 мм.

Коэффициент продольного изгиба — $\varphi = 0,98$ при $\alpha = 750$ и $\lambda_h = 4080/850 = 4,8$.

Бетон тяжелый класса В15. Расчетное сопротивление бетона $R_b = 8,5$ МПа. Коэффициент условий работы бетона $m_b = 0,35$ (т.к. предполагается, что усилие непосредственно на железобетонную облойму передаваться не будет).

В качестве вертикальной арматуры принимаем стержни $8\varnothing 12$ А240 по три стержня на стороне сечения. Площадь сечения $A'_s = 905$ мм². Расчетное сопротивление $R_s = 43$ МПа по табл. 10 [3].

Горизонтальные стержни $\varnothing 8$ А240 с шагом по высоте $S = 150$ мм, площадь сечения $A_s = 50,3$ мм². Расчетное сопротивление $R_{sw} = 150$ МПа по табл. 10 [3].

Расчетная формула:

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right]$$

Вычислим последовательно слагаемые

$$N_1 = \psi \varphi \left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A$$

$$N_1 = 1 \cdot 0,98 \left(1 \cdot 1 \cdot 1,9 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 0,174}{1 + 0,174} \cdot \frac{150}{100} \right) 770^2 = 1492 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1492 \text{ кН},$$

где

$$\mu = \frac{2 \cdot 50,3(770 + 770)}{770 \cdot 770 \cdot 150} 100 = 0,174 \%$$

$$N_2 = \psi \varphi (m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s)$$

$$N_2 = 1 \cdot 0,98 \cdot (0,35 \cdot 8,5 \cdot 129600 + 43 \cdot 905) = 416 \cdot 10^3 \text{ Н} = 416 \text{ кН}.$$

где $A_b = 850^2 - 770^2 = 129600$ мм²,

(890 – 40 = 850 мм — сторона сечения столба за вычетом защитного слоя хомутов, см. 0).

$$N_{ult} = N_1 + N_2 = 1071 + 316,5 = 1387,5 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность столба, усиленного железобетонной облоймой, достаточна для восприятия расчетного усилия ($N = 1885$ кН < $N_{ult} = 1908$ кН), запас +1,2 %.

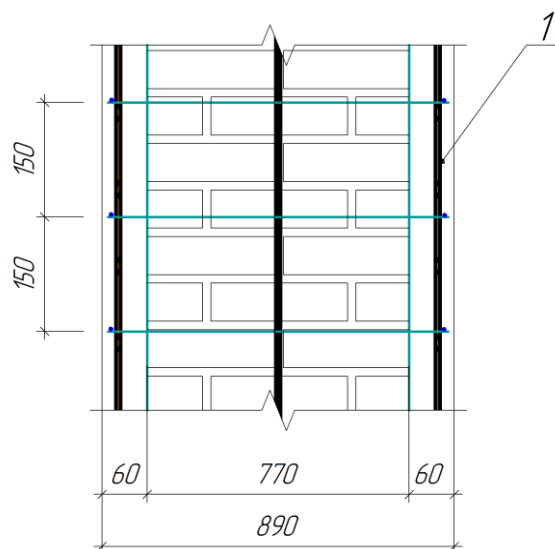
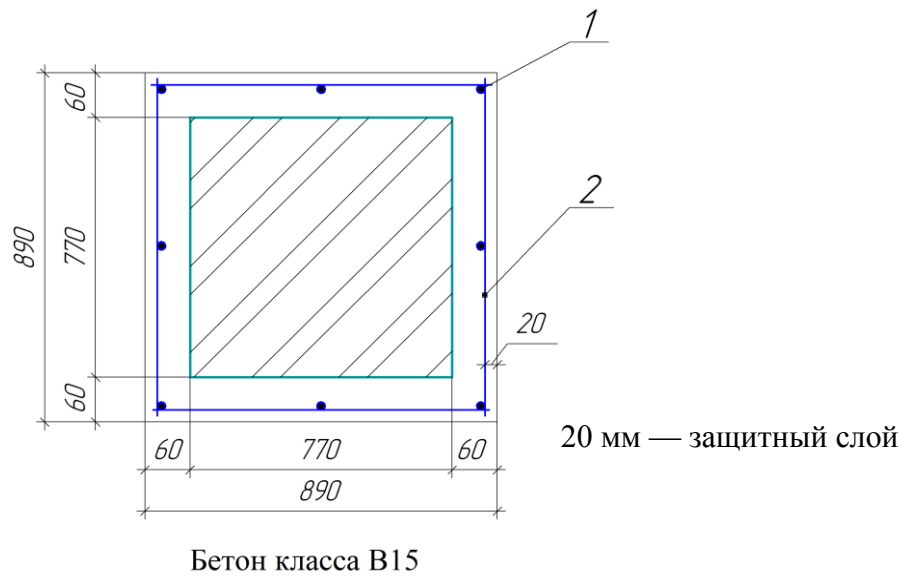


Рис. 12 Усиление столба железобетонной обоймой

Поз.	Наименование	Кол-во шт	Длина,	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Ø12 A240	8	4,1	3,64	29,1
2	Ø8 A240	112 ^{*)}	0,87	0,34	38,1
					67,2
	Бетон В15	0,82 ^{**)} м ³			

$$*) \quad 4 \left(\frac{4080}{150} + 1 \right) = 112 \text{ шт.}$$

$$**) \quad (0,89^2 - 0,77^2) \cdot 4,1 = 0,82 \text{ м}^3.$$

Пример 5. Усиление столба растворной обоймой

Усиление кирпичного столба армированной растворной обоймой применением вертикальных стержней и горизонтальных хомутов.

Размеры сечения столба, подлежащего усилению — 770 x 770 мм.

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки $R = 1,9$ МПа.

Принимаем коэффициенты: $m_g = 1,0$; $m_k = 1,0$; $\eta = 1,0$; $\psi = 1,0$.

Коэффициент продольного изгиба — $\varphi = 0,96$ при $\alpha = 750$ и $\lambda_h = 4080/770 = 5,3$.

Вертикальная арматура — стержни $8\varnothing 12$ А240 по три стержня на стороне сечения столба.

Горизонтальные стержни $\varnothing 16$ А240 ($A_s = 201,1$ мм²) с шагом по высоте столба $S = 100$ мм. Расчетное сопротивление $R_{sw} = 150$ МПа по табл. 10 [3].

Раствор цементный марки М75 для выполнения защитного слоя арматуры. Толщина раствора — 40 мм.

Расчетная несущая способность столба, усиленного армированной растворной обоймой определяется по формуле

$$N \leq \psi \varphi \left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A$$

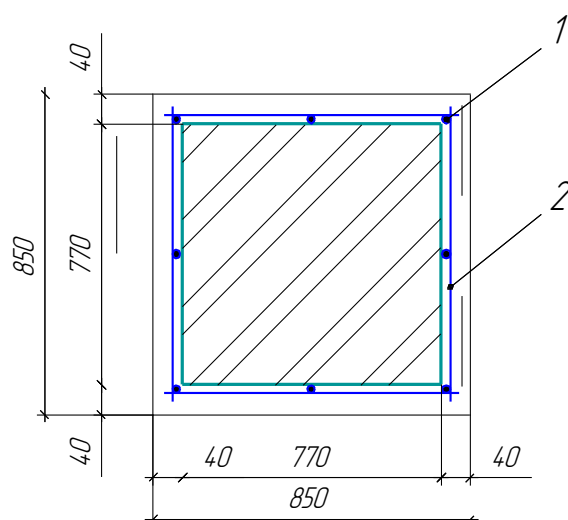
В расчете учитываем горизонтальные стержни, установленные с шагом 100 мм по высоте столба

$$\mu = \frac{2 \cdot A_s (h + b)}{h \cdot b \cdot s} 100.$$

$$\mu = \frac{2 \cdot 201,1(770 + 770)}{770 \cdot 770 \cdot 100} 100 = 1,04 \%$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,96 \left(1 \cdot 1 \cdot 1,9 + 1 \frac{2,8 \cdot 1,04}{1 + 2 \cdot 1,04} \cdot \frac{150}{100} \right) 770^2 = 1889 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1889 \text{ кН}$$

Следовательно, прочность столба, усиленного растворной обоймой, достаточна для восприятия расчетного усилия. $N = 1885 \text{ кН} < N_{ult} = 1889 \text{ кН}$.



Раствор марки М75

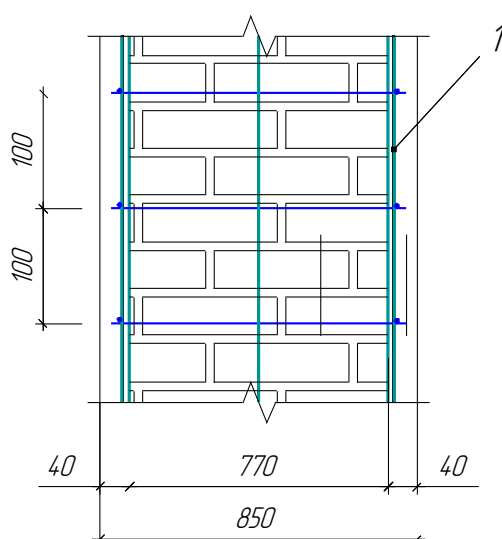


Рис. 13 Усиление столба армированной штукатуркой (растворной обоймой)

Поз.	Наименование	Кол-во	Длина, в м	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Ø12 А240	8	4,1	3,64	29,1
2	Ø16 А240	164 ^{*)}	0,83	1,31	214,8
					243,9
	Раствор М75	0,53 ^{**)} м ³			

$$*) \quad 4 \left(\frac{4080}{100} + 1 \right) = 164 \text{ шт.}$$

$$**) \quad (0,85^2 - 0,77^2) \cdot 4,1 = 0,53 \text{ м}^3.$$

Выводы:

1. Все варианты усиления столба подобраны из условия минимального запаса по несущей способности и способны воспринимать нагрузку $N = 1885 \text{ кН}$.
2. Окончательный вариант конструктивного решения принимается после определения стоимости материалов и трудоёмкости выполнения соответствующего усиления.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М. 2011.—80 с.
2. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. М. 2012.—81с.
3. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). М. ЦИТП Госстроя СССР, 1987.— 152 с.
4. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М. 2012. — 155 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М. 2005.— 214 с.
6. ГОСТ 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. М. 2011.
7. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.
8. ГОСТ 103-2006 Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой. Сортамент.
9. Бедов А.И., Щепетьева Т.А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций. Учебное пособие/ М.: АСВ, 2002.—240 с.
10. Справочник проектировщика. Каменные и армокаменные конструкции. М. 1968.— 175 с.
11. Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций. Учебно-методическое пособие/ Труш Л.И., Ламзин Д.А. ННГАСУ, Н.Новгород., 2016. — 61 с.
12. Расчет элементов каменных конструкций многоэтажного производственного здания. Методические указания/ Киселев Н.Н., Ломунов А.К., Нифонтов А.В. ННГАСУ: Н.Новгород, 1998. — 44 с.

ТАБЛИЦЫ ВЕЛИЧИН, ПРИМЕНЯЕМЫХ ПРИ РАСЧЕТЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица А.1

Расчетные сопротивления сжатию кладки [2]

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 – 150 мм на тяжелых растворах									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

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.

Таблица А.2

Коэффициент продольного изгиба для элементов постоянного сечения [2]

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
λ_h	λ_r	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 интерполяцией.
- 2 Коэффициент φ для отношений λ_h , превышающих предельные (9.16 – 9.20), следует принимать при определении φ_c (7.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.
- 3 Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (4), могут быть менее 200.

Упругая характеристика кладки [2]

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2	нулевой
1 Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2 Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3 Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4 Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5 Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6 Из керамических камней (кроме крупноформатных)	1200	1000	750	500	350
7 Из кирпича керамического пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8 Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9 Из кирпича керамического полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200
Примечания					
1 При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ (см. 7.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.					
2 Приведенные в таблице 16 (позиции 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 таблице 16 с коэффициентом 0,7.					
5 Упругие характеристики кладки из природных камней, полистиролбетонных блоков допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.					
6 Для кладки из крупноформатных камней α следует принимать как для керамических камней с коэффициентом 0,7.					

Таблица А.4

Расчетные сопротивления некоторых видов кладки осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{ib} , главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{iw} и срезе R_{sq} [2]

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления R , МПа, 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
		50 и выше	25	10	4	
А Осевое растяжение 1 По непереязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление; рисунок 1) 2 По переязанному сечению (рисунок 2): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	R_t	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
Б Растяжение при изгибе 3 По непереязанному сечению для кладки всех видов и по косой штробе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4 По переязанному сечению (рисунок 3): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_{ib} (R_{iw})$	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
		0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
В Срез 5 По непереязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) 6 По переязанному сечению для бутовой кладки	R_{sq}	0,25	0,16	0,08	0,04	0,02
		0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
		0,24	0,16	0,08	0,04	0,02
<p>Примечания</p> <p>1 Расчетные сопротивления отнесены по всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.</p> <p>2 Расчетные сопротивления кладки, приведенные в таблице 11, следует принимать с коэффициентами: для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия – 1,4; для вибрированной кирпичной кладки из керамического 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 таблице 33.</p> <p>При расчете по раскрытию трещин по формуле (33) расчетные сопротивления растяжению при изгибе R_{ib} для всех видов кладки следует принимать по таблице 11 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.</p> <p>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 переязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в таблице 11, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.</p> <p>4 Расчетные сопротивления кладки из ячеистобетонных и полистиролбетонных блоков на клеевых составах для всех видов напряженного состояния, приведенных в столбце 1 таблицы 11, определяются по экспериментальным данным.</p>						

Нормативная объемная масса (плотность) кладки
на тяжелых растворах объемной массой 1800 кг/м³ [3]

Материал кладки	Нормативная объемная масса $\rho_{\text{кл}}$, кг/м ³
Сплошная из полнотелого кирпича	1800
Из пустотелого, пористо-дырчатого или пористого кирпича при объемной массе кирпича, кг/м ³	1550 1400
Из пустотелых керамических камней при высоте камня 138 мм при объемной массе камня, кг/м ³	1500 1380
Из легковесных камней с щелевидными пустотами (пустотность 26%) при объемной массе, кг/м ³	1100 1230
Из легковесных трехпустотных камней со сквозными пустотами с засыпкой шлаком, керамзитом и т.п. (пустотность камня 35%, объемная масса засыпки 1000 кг/м ³) при объемной массе бетона, кг/м ³ :	1300 1420
Бутовая из известняка при объемной массе известняка 2200...2500 кг/м ³	2100
Из крупных блоков из тяжелого бетона	2400
Из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона	Принимается равной объемной массе бетона с учетом его влажности

Таблица А.6

Коэффициент условий работы γ_{cs} арматуры (табл. 14 [2])

Вид армирования конструкций	Класс арматуры		
	A240	A300	B500
1. Сетчатое армирование	0,75	-	0,6
2. Продольная арматура в кладке:			
– продольная арматура растянута;	1	1	1
– то же сжатая;	0,85	0,7	0,6
– отогнутая арматура и хомуты.	0,8	0,8	0,6
3. Анкеры и связи в кладке:			
– на растворе марки 25 и выше;	0,9	0,9	0,8
– на растворе марки 10 и ниже.	0,5	0,5	0,6

Примечания:

- При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в главе СП [4] по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, принимаются не выше, чем для арматуры классов А300 или соответственно В500.
- 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. 34 [2].

Таблица А.7

Коэффициент k (табл. 15 [2])

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

Таблица А.8

Коэффициент ω (табл. 20 [2])

Вид кладки	Значение ω 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

Примечания: Если $2y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2y$ следует принимать h .

Приложение Б

Таблица Б.1

Нормативные значения сопротивления растяжению арматуры [4]

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6–40	240
A400	6–40	400
A500	10–40	500
A600	10–40	600
B500	3–16	500
B _p 500	3–5	500

Таблица Б.2

Расчетные значения сопротивления растяжению арматуры [4]

Класс арматуры	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435(400)
A600	520	470(400)
B500	435	415(380)
B _p 500	415	390(360)

Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Таблица Б.3

Расчетные значения сопротивления растяжению поперечной арматуры [4]

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы, МПа
A240	170
A400	280
A500	300
B500	300

Таблица Б.4

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обоем [3]

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры, МПа (кгс/см ²)	
	сталь класса A240, Ст3	сталь класса A300, Ст5, 8Г2С
Поперечная арматура	150 (1500)	190 (1900)
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43 (430)	55 (550)
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130 (1300)	160 (1600)
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1900)	240 (2400)

Таблица Б.5

Сортамент арматуры [5]

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	11,3
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	22
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	24

Примечание. Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

Таблица В.1.

Сетки сварные арматурные для проектирования [3]

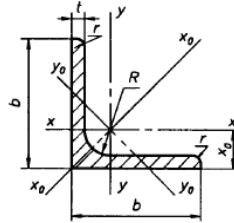
Размер, ячейки с, в см	Диаметр арматуры, мм			
	3	4	5	6
% армирования сетками				
S = 7,7 см (обычный кирпич h = 65 мм)				
3x3	0,61	1,09	1,7	2,45
3,5x3,5	0,53	0,93	1,45	2,15
4x4	0,46	0,82	1,27	1,84
4,5x4,5	0,41	0,73	1,13	1,64
5x5	0,37	0,66	1,02	1,47
5,5x5,5	0,34	0,6	0,92	1,34
6x6	0,31	0,55	0,85	1,23
6,5x6,5	0,28	0,5	0,78	1,13
7x7	0,26	0,47	0,73	1,05
7,5x7,5	0,25	0,44	0,68	0,98
8x8	0,23	0,41	0,64	0,92
8,5x8,5	0,22	0,39	0,6	0,87
9x9	0,21	0,36	0,57	0,82
9,5x9,5	0,19	0,34	0,54	0,77
10x10	0,18	0,33	0,51	0,74
S = 10 см (утолщенный кирпич h = 88 мм)				
3x3	0,47	0,84	1,31	1,89
3,5x3,5	0,41	0,72	1,12	1,62
4x4	0,36	0,63	0,98	1,42
4,5x4,5	0,32	0,56	0,87	1,26
5x5	0,28	0,5	0,78	1,13
5,5x5,5	0,26	0,46	0,71	1,03
6x6	0,24	0,42	0,65	0,94
6,5x6,5	0,22	0,39	0,6	0,87
7x7	0,2	0,36	0,56	0,81
7,5x7,5	0,19	0,34	0,52	0,76
8x8	0,18	0,32	0,49	0,71
8,5x8,5	0,17	0,3	0,46	0,67
9x9	0,16	0,28	0,44	0,63
9,5x9,5	0,15	0,27	0,42	0,6
10x10	0,14	0,25	0,39	0,57
S = 15 см (камень h = 138 мм)				
3x3	0,32	0,56	0,87	1,26
3,5x3,5	0,27	0,48	0,75	1,08
4x4	0,24	0,42	0,65	0,94
4,5x4,5	0,21	0,37	0,58	0,84
5x5	0,19	0,34	0,52	0,75
5,5x5,5	0,17	0,31	0,48	0,69
6x6	0,16	0,28	0,44	0,63
6,5x6,5	0,15	0,26	0,4	0,58
7x7	0,14	0,24	0,37	0,54
7,5x7,5	0,13	0,22	0,35	0,5
8x8	0,12	0,21	0,33	0,47
8,5x8,5	0,11	0,2	0,31	0,44
9x9	0,1	0,19	0,29	0,42
9,5x9,5	0,1	0,18	0,28	0,4
10x10	0,09	0,17	0,26	0,38

Примечание: При расположении сеток не в каждом шве кладки, а через 2...5 рядов, приведенный в таблице процент армирования уменьшается пропорционально числу рядов.

Приложение Г

Таблица Г.1

ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные [7]
(сокращенный сортамент)



Номер уголка	b	t	R	r	F, см ²	Справочные значения величин для осей								Масса 1 м, кг
						x - x			x ₀ - x ₀		y ₀ - y ₀			
						I _x , см ⁴	W _x , см ³	i _x , см	I _{x0max} , см ⁴	i _{x0max} , см	I _{y0min} , см ⁴	W _{y0} , см ³	i _{y0min} , см	
4	40	3	5,0	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	1,85
		4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	1,22	7,26	1,53	1,90	1,19	0,78	2,42
		5	5,0	1,7	3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,30	1,39	0,78	2,98
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	2,32
		5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	3,77
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	4,47
6,3	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	3,90
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	4,81
		6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	5,72
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	4,87
		5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	5,38
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	6,39
7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	7,91	16,41	5,74	1,49	5,80
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	6,89
8	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	6,78
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	7,36
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	8,51
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	8,33
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	9,64
10	100	6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	10,06
		7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	10,79
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	12,25

ГОСТ 103-2006. Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой [8]
(сокращенный сортамент)

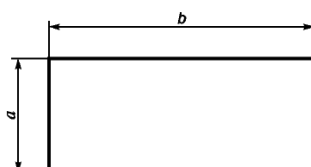


Таблица Г.2

Ширина полосы b , в мм	Масса 1 м длины проката, кг, при толщине a , мм						
	4	5	6	7	8	9	10
30	0,942	1,178	1,413	1,649	1,884	2,120	2,355
35	1,100	1,374	1,649	-	2,198	-	2,748
40	1,256	1,570	1,884	2,198	2,512	2,826	3,140
45	1,413	1,766	2,120	2,473	2,826	3,179	3,533
50	1,570	1,963	2,355	2,748	3,140	3,533	3,925
55	-	2,159	2,591	3,022	3,454	3,886	4,318
60	-	2,355	2,826	3,297	3,768	4,239	4,710
65	-	2,551	3,062	3,572	4,082	4,592	5,103
70	-	2,748	3,297	3,847	4,396	4,946	5,495
75	2,360	2,944	3,533	4,121	4,710	5,299	5,888
80	-	3,140	3,768	4,396	5,024	5,652	6,280
85	-	-	4,004	4,671	5,338	6,005	6,673
90	-	3,533	4,239	4,946	5,652	6,359	7,065
95	-	-	4,475	5,220	5,966	6,712	7,458
100	-	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850

СХЕМА ПЕРЕВЯЗКИ КИРПИЧЕЙ В СТОЛБАХ

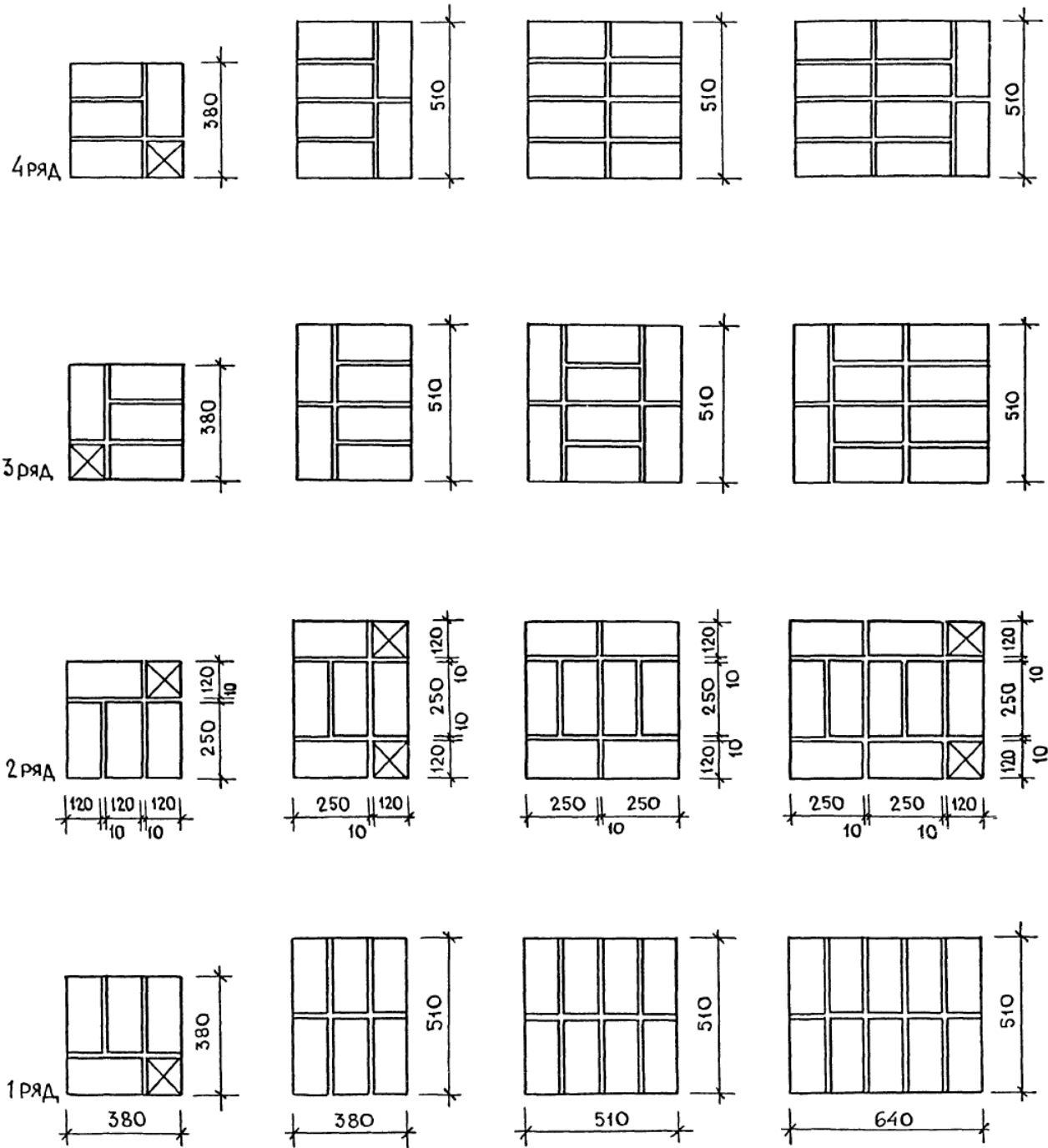


Рис. 14 Перевязка кладки кирпичных столбов сечением 380×380 мм, 380×510 мм, 510×510 мм, 510×640 мм

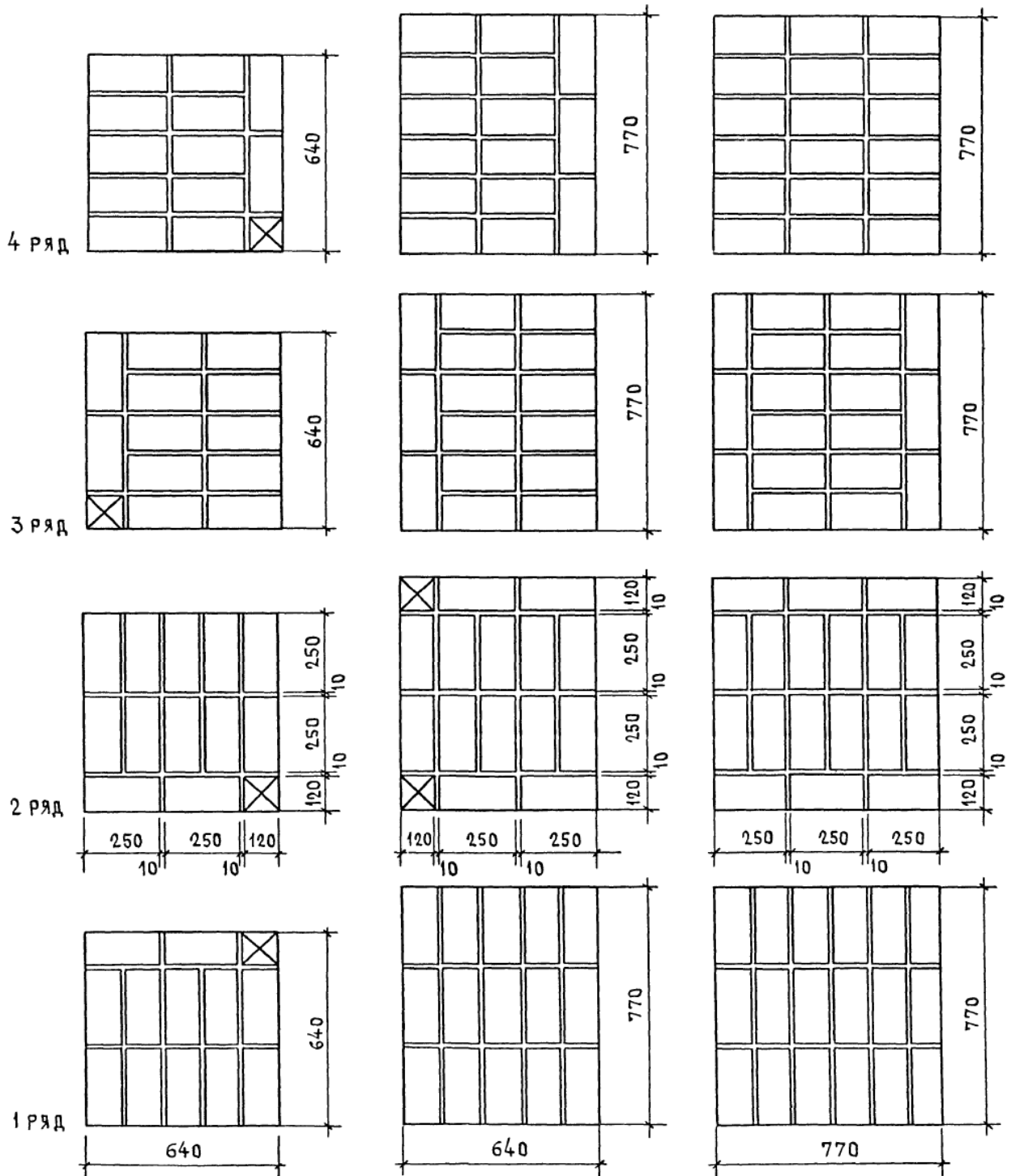


Рис. 15 Перевязка кладки кирпичных столбов сечением 640×640 мм, 640×770 мм, 770×770 мм

*Промышленные и гражданские
кирпичные здания
Нижего Новгорода*

По фотографиям М.П. Дмитриева
(21.08.1858-15.10.1948)



Бывший дом Братства Св. Георгия.
Дом построен в 1903 году по проекту архитектора А.К. Никитина.



Промышленные корпуса завода



Нижегородский драматический театр на Большой Покровской.
 Построен в 1896 году к Всероссийской промышленно-художественной выставке по проекту архитектора В.А. Шретера. Место для театра указал Николай I в 1831 году



Здание детского приюта Нижегородского губернского земства. Построено в 1912 году по проекту архитектора Л.Д. Агафонова на средства купчихи Агнии Николаевны Макаровой.



Нижний Новгород. Варварка, дом Трудолюбия

Здание построено в 1905 году на средства М. Рукавишникова по проекту архитектора Т.А. Домбровского для благотворительных целей, названное Домом трудолюбия.

В 1922 году надстроено двумя этажами, в котором разместилась типография «Нижполиграф»

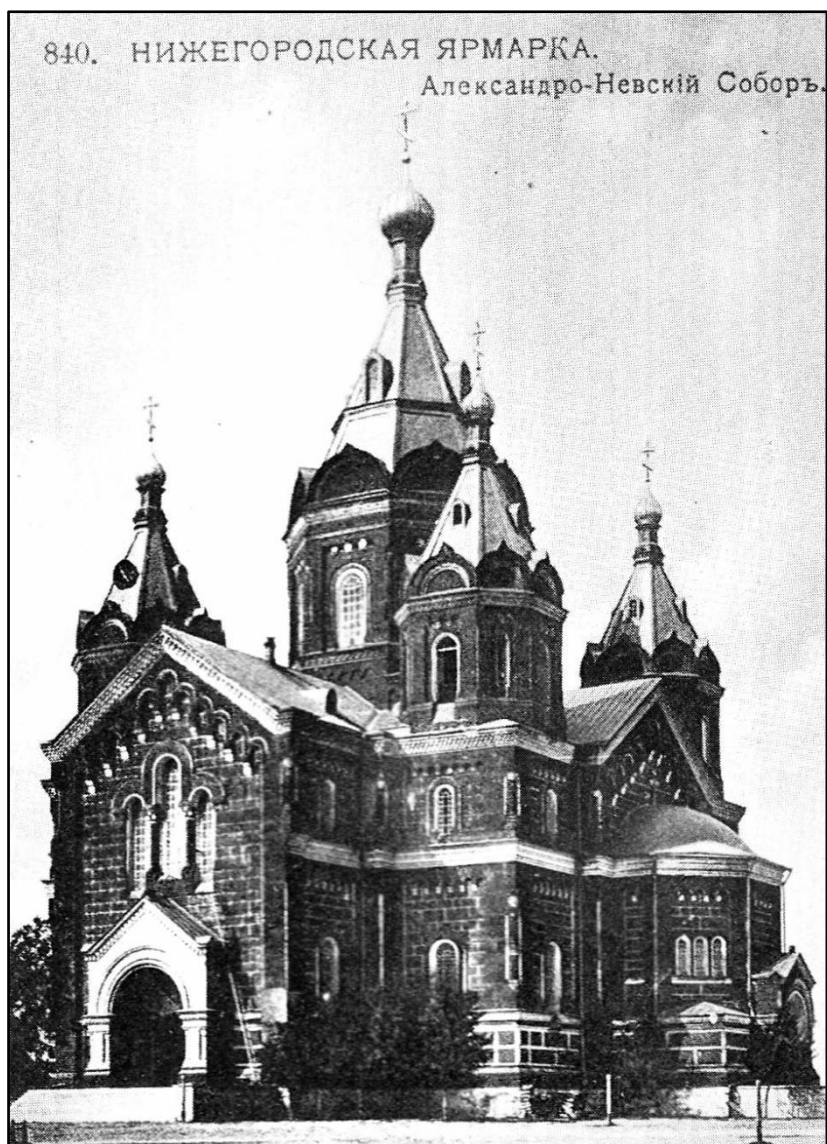


Мельница Я.Е. Башкирова построена в 1889 году по проекту архитектора Р.Я. Килевейна.

Пятиэтажное кирпичное здание с внутренним каркасом, выполненным полностью из деревянных конструкций — стоек, прогонов и перекрытий. Стропильные раскосные фермы пролетом 17,6 м имеют дополнительное технологическое перекрытие.

Толщина кирпичных стен переменная по высоте и составляет соответственно:
1290 мм в уровне первого этажа, 1160 мм — второго этажа,
1030 мм — третьего этажа, 900 мм — четвертого этажа и
770 мм — пятого этажа. Высоты этажей — 3,8 м. Верхняя отметка здания — 27,7 м.
Усилия от распора конструкций покрытия воспринимаются стальными тяжами
в уровне пятого этажа

По результатам технического обследования корпуса № 1 Нижегородского мукомольного завода разработан дипломный проект реконструкции здания



Начало строительства собора 19 сентября 1867 года, закладка стен производилась 11 августа 1868 года. Окончание — 20 июля 1881 года. Построен по проекту архитектора Р.Я. Килевейна на пожертвования и деньги, собранные с ярмарочного купечества.

Собор уникален конструкцией центрального кирпичного купола, в котором предусмотрены меридиональные швы для предотвращения образования “неорганизованных” трещин в растянутой зоне купола.

Особенность конструктивного решения кирпичного купола была выявлена в результате инженерного обследования конструкций покрытия доцентами кафедры железобетонных и каменных конструкций ГИСИ им. В.П.Чкалова, к.т.н. В.И. Ишаковым и Н.Н. Киселевым в 1980 году.

На обложке: Дом московского купца Афанасия Демидовича Рычина – один из исторических памятников Нижнего Новгорода, построенный по проекту архитектора Г.И. Кизеветтера в 1839 году.

С 1852 по 1858 год в здании располагался Мариинский институт благородных девиц, название которого связано с Марией Александровной, супругой императора Александра II. Институт стал местом обучения для дочерей обедневших дворян.

С 1859 по 1918 год в этом здании находилось Мариинское женское училище, в котором преподавателем работал И.Н. Ульянов.

В 1901 году старое здание было расширено. По проекту архитектора Е.А. Татаринова со стороны двора была выполнена трехэтажная пристройка с актовым залом.

В советское время в 1934 году здание было надстроено двумя этажами.

Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет образован в 1930 г. как Нижегородский инженерно-строительный институт на базе Инженерно-строительного отделения Варшавского (затем – Нижегородского) политехнического института. В 1932 г. вуз стал именоваться Горьковским инженерно-строительным институтом (ГИСИ), которому в 1938 г. было присвоено имя В.П. Чкалова.



2016 год

Нижегородский государственный
архитектурно-строительный
университет.

Первый учебный корпус.
Улица Ильинская, д. 65.

Труш Леонид Иванович
Ломунов Андрей Кириллович

Расчет элементов каменных конструкций
многоэтажного производственного здания

Учебно-методическое пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 3,3. Усл. печ. л. 3,8. Тираж 300 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru