

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

*Одобрено методической комиссией факультета ПГС
в качестве учебно-методического пособия
по курсовому и дипломному проектированию
для студентов специальности
«Промышленное и гражданское строительство»*

Гомель 2016

УДК 624.012.112(075.8)

ББК 38.51

Т16

Р е ц е н з е н т – главный конструктор ОАО «Институт «Гомельоблстрой-
проект» *И. Б. Овчаренко.*

Талецкий, В. В.

Т16 Проектирование каменных конструкций многоэтажного здания :
учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному
проектированию / В. В. Талецкий ; М-во трансп. и коммуникаций
Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ,
2016. – 38 с.

ISBN 978-985-554-566-9

Содержит основные положения по расчету каменных и армокаменных конструкций и узлов многоэтажного здания с неполным каркасом и жесткой конструктивной схемой. Все расчеты выполнены в соответствии с СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».

Предназначено для выполнения курсового проекта «Многоэтажное промышленное или гражданское здание из железобетонных и каменных конструкций» дисциплины "Железобетонные и каменные конструкции" студентами специальности "Промышленное и гражданское строительство". Может быть полезно также при дипломном проектировании и в проектной практике.

УДК 624.012.112(075.8)

ББК 38.51

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
1 Основные сведения о стеновых материалах	5
2 Расчет наружной стены	7
2.1 Общие положения.....	7
2.2 Проверка толщины стены из условий предельной гибкости.....	8
2.3 Расчет прочности стены.....	9
2.4 Расчет внецентренно сжатого простенка с сетчатым армированием... ..	13
3 Расчет узла опирания ригеля перекрытия на каменную кладку	15
3.1 Расчет кладки на местное сжатие.....	15
3.2 Проверка длины опирания ригеля.....	16
3.3 Определение размеров распределительной плиты.....	17
3.4 Расчет опорного узла на центральное сжатие.....	18
3.5 Анкеровка стены к ригелю.....	19
4 Расчет кирпичного столба	21
5 Пример расчета простенка нижнего этажа наружной стены здания в неполном каркасе	22
5.1 Исходные данные для расчета.....	22
5.2 Проверка толщины стены из условия предельной гибкости.....	22
5.3 Определение расчетных усилий.....	24
5.4 Проверка прочности простенка.....	27
5.5 Расчет сетчатого армирования простенка.....	29
5.6 Расчет кладки на местное сжатие.....	31
5.7 Расчет распределительной плиты.....	32
5.7.1 Определение размеров плиты.....	32
5.7.2 Проверка длины распределительной плиты.....	32
5.7.3 Проверка прочности опорной плиты.....	33
5.7.4 Проверка прочности плиты на сжатие.....	34
5.8 Расчет опорного узла на центральное сжатие.....	35
5.9 Расчет анкеров.....	35
6 Пример расчета центрально сжатого кирпичного столба	36
Список литературы	38

ВВЕДЕНИЕ

В курсовом проекте «Многоэтажное промышленное или гражданское здание из железобетонных и каменных конструкций» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности «Промышленное и гражданское строительство» выполняется расчет и конструирование несущих конструкций многоэтажного промышленного здания с неполным каркасом. Кроме сборного и монолитного перекрытий, центрально нагруженных колонн и фундамента рассчитываются наружные несущие каменные стены с оконными проемами, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен, парапета, покрытия, перекрытий, эксплуатационной нагрузки на перекрытиях, снега и ветра.

В пособии изложена методика и даны числовые примеры проектирования простенка наружной стены, узла опирания ригеля на простенок, центрально сжатой армокаменной колонны, а также приведены некоторые справочные материалы. Все расчеты выполнены в соответствии со СНиП II–22–81 [1].

Исходные данные для выполнения расчета принимаются из таблицы в соответствии с выданным шифром из трех цифр:

Исходные данные	Номер варианта									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>По последней цифре шифра</i>										
1 Толщина стены, мм	380	510	640	640	510	380	510	380	640	510
2 Ширина простенка, м	1,4	1,2	1,5	2,0	1,3	1,2	1,4	1,5	2,0	1,3
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										

3 Марка кирпича	75	100	125	150	150	125	100	75	100	125
4 Марка раствора	50	75	25	25	25	75	50	50	25	25

1 ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛАХ

Для наружных несущих стен многоэтажных промышленных и общественных зданий применяют следующие материалы, наиболее часто встречающиеся в практике строительства Республики Беларусь:

1 Кирпичи и камни керамические по СТБ 1160–99 [2]. Кирпич изготавливают полнотелым и пустотелым, а камни – только пустотелыми. Размеры полнотелых одинарных кирпичей – 250×120×65 мм (длина × ширина × толщина). Кирпич утолщенный, полнотелый и с горизонтальными пустотами имеет толщину 88 мм, а камни – 138 мм. По прочности изделия полнотелые и с вертикальными пустотами подразделяются на марки М75–М300, а с горизонтальными пустотами – М25, М35, М50 и М100. По морозостойкости рядовые изделия подразделяются на марки F15, F25, F35, F50, F75, а лицевые – F35, F50, F75, F100. Условное обозначение керамических изделий состоит из названия, вида и назначения изделия, марки по прочности и морозостойкости, обозначения стандарта. Например, кирпич керамический рядовой полнотелый одинарный марки по прочности М100, марки по морозостойкости F35: *кирпич КРО–100/35/СТБ 1160–99*. Вид и назначение изделий обозначается: кирпичей рядовых пустотелых одинарных – КРПО, кирпичей рядовых пустотелых утолщенных с горизонтальными пустотами – КРУГ, камней рядовых – КР.

2 Кирпичи и камни силикатные по СТБ 1228–2000 [3]. Одинарные и утолщенные кирпичи изготавливают полнотелыми, камни – только пустотелыми. Размеры полнотелых одинарных кирпичей – 250×120×65 мм, толщина утолщенных кирпичей – 88 мм, камней – 138 мм. По прочности изделия изготавливают марок М75–М300, по морозостойкости – F15, F25, F35, F50. Морозостойкость лицевых изделий – не менее F35. Условное обозначение изделий состоит из названия изделия, вида и назначения, марки по прочности и морозостойкости, обозначения стандарта. Например, кирпич силикатный рядовой марки по прочности М150, по морозостойкости F15: *кирпич СОР–150/15/СТБ 1228–2000*. Вид и назначение изделий обозначается: кирпичей утолщенных рядовых – СУР, камней силикатных рядовых – СР.

3 Блоки стеновые из ячеистых бетонов по СТБ 1117–98 [4]. Наибольшее применение получили блоки из газосиликата с размерами 600×200 мм (длина × высота) и 625×250 мм, толщиной от 100 до 500 мм. Классы бетона блоков по прочности на сжатие – от В1,0 до В12,5, марки бетона по средней плотности – от D350 до D1100, марка бетона по морозостойкости для блоков наружных стен – F25, F35, F50. Условное обозначение блоков состоит из размеров блока по высоте, толщине, длине (в мм), класса бетона по прочности на сжатие, марки по средней плотности, марки по морозостойкости, категории кладки и обозначения стандарта. Например, для блока ячеистого стенового высотой 200 мм, толщиной 400 мм, длиной 600 мм, класса В2,5, марки по средней плотности D500, марки по морозостойкости F35 и категории 2: *200×400×600–2,5–500–35–2–СТБ 1117–98*.

По категории кладки устанавливаются значения отклонений от линейных размеров блока и количество повреждений углов и ребер блока.

4 Смеси растворные и растворы строительные по СТБ 1307–2012 [5].

Растворные смеси по степени готовности могут быть:

– растворная смесь, *готовая к применению (РСГП)*: перемешанная смесь вяжущего, добавок, мелкого заполнителя и воды, полностью затворенная водой;

– растворная смесь *предварительного изготовления (РСПИ)*: перемешанная и частично затворенная водой до подвижности 1–3 см, смесь вяжущего, добавок и мелкого заполнителя, дозатворяемая водой перед применением;

– растворная смесь *сухая (РСС)*, перемешанная смесь сухих компонентов: вяжущего, мелкого заполнителя и добавок, затворяемая водой или водной дисперсией полимеров перед применением.

Строительные растворы классифицируют по назначению, применяемым вяжущим и средней плотности. *По назначению* растворы подразделяют на кладочные (в том числе монтажные), штукатурные, облицовочные и растворы для стяжек, *по применяемым вяжущим* – на простые (на вяжущем одного вида – цементные, известковые, гипсовые) и сложные (на смешанных вяжущих), *по средней плотности* – на тяжелые с плотностью 1500 кг/м³ и более и легкие с плотностью менее 1500 кг/м³.

Прочность растворов на сжатие в проектном возрасте характеризуется марками: М4, М10, М25, М50, М75, М100, М150,

M200, M300. Марку по прочности на сжатие назначают и контролируют для всех видов растворов.

Морозостойкость растворов характеризуют марками по морозостойкости: F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300. В зависимости от подвижности растворные смеси подразделяют на марки по подвижности П_{к1} (погружение конуса от 1 до 4 см включительно), П_{к2} (свыше 4 до 8 см), П_{к3} (свыше 8 до 12 см) и П_{к4} (свыше 12 до 14 см). *Жизнеспособность растворной смеси* (время сохранения подвижности или консистенции в пределах одной марки по подвижности или консистенции) подразделяется на группы:

St-1 – время сохранения марки до 30 мин включительно;

St-2 – свыше 30 мин до 60 мин включительно;

St-3 – свыше 60 мин до 90 мин включительно;

St-4 – свыше 90 мин.

Прочность сцепления раствора с основанием (в МПа) характеризуют марками по адгезии, начиная с А0,2 и далее с градацией 0,1.

Условное обозначение растворной смеси состоит из сокращенного обозначения смеси по степени готовности, назначения раствора, вида вяжущего, средней плотности (для легких растворов), марки по прочности на сжатие, марки по морозостойкости, марки по адгезии (при необходимости), марки смеси по подвижности, группы по сохраняемости подвижности и обозначения стандарта. Например, для растворной смеси предварительного изготовления, кладочной на цементном вяжущем марки по прочности М75, марки по морозостойкости F35, марки по подвижности П_{к2} с транспортной подвижностью 3 см, группы по сохраняемости подвижности St-2: *РСПИ, кладочная, цементная, М75, F35, П_{к2} (3), St-2 СТБ 1307–2012.*

2 РАСЧЕТ НАРУЖНОЙ СТЕНЫ

2.1 Общие положения

При проектировании наружных несущих стен выбирают вид и марку каменных материалов, раствора, тип кладки и рассчитывают толщину стен с учетом тепло-влажностного режима помещений, климатического района строительства (температуры и влажности наружного воздуха) и величины нагрузки на стену.

Запроектированные стены должны отвечать теплотехническим [6] и прочностным требованиям, иметь гибкость (отношение высоты стены H к ее толщине h), не превышающую предельной величины [1].

В курсовом проекте многие искомые параметры наружных стен указаны в исходных данных. Расчет стены сводится к проверке гибкости и расчету прочности от действующей нагрузки, вида и марки каменного материала и раствора.

При проверке гибкости и расчете прочности необходимо назначить размеры оконных проемов и разместить их по фасаду здания. В курсовом проекте размеры оконных проемов назначаются студентами самостоятельно. При их размещении необходимо учитывать, что ригели, установленные по разбивочным осям, должны располагаться над серединами простенков, ширина которых задана. Между соседними разбивочными осями можно расположить один или два оконных проема. При двух оконных проемах ригели опираются на один простенок с заданной шириной, на второй простенок нагрузка с перекрытия не передается. В общественных зданиях низ оконных проемов обычно находится над полом на высоте 0,9 м, в промышленных – 1,2 м. Оконный проем по высоте может быть заполнен одним или несколькими оконными блоками.

2.2 Проверка толщины стены из условий предельной гибкости

Отношение высоты стены (этажа) H к ее толщине h не должно быть больше предельной величины β с учетом поправочного коэффициента k :

$$\frac{H}{h} \leq \beta, \quad (2.1)$$

где β определяется по таблице 2.1 (таблица 28 [1]).

Т а б л и ц а 2.1 – Значение предельных отношений β для стен без проемов при свободной длине стен $l \leq 2,5H$

Марка раствора	Отношение β при группе кладки	
	I	II
50 и выше	25	22
25	22	20
10	20	17

Примечания

1 Группа кладки устанавливается в зависимости от вида кладки по таблице 26 [1]. К группе I относится сплошная кладка из кирпича или камней марки 50 и выше на растворе марки 10 и выше; ко II группе – кладка из кирпича или камней марок 25 и 35 на растворе марки 10 и выше.

2 Свободная длина стены – это расстояние между примыкающими поперечными стенами или колоннами.

Отношение β для стен и перегородок при условиях, отличающихся от указанных в таблице 2.1, принимают с поправочными коэффициентами:

– для стен с проемами – k_1 – коэффициент, учитывающий наличие проемов в стене,

$$k_1 = \sqrt{\frac{A_n}{A_b}}, \quad (2.2)$$

где A_n – площадь сечения нетто и A_b – площадь сечения брутто определяются по горизонтальному сечению стены;

– для стен при свободной длине от 2,5 до 3,5H – $k_2 = 0,9$;

– для стен при свободной длине больше 3,5H – $k_2 = 0,8$.

Общий коэффициент снижения отношения β , определяемый путем умножения отдельных коэффициентов снижения k_i , принимается не ниже коэффициента снижения k_p :

$$k_1 k_2 \geq k_p,$$

где k_p – поправочный коэффициент для столбов, равный 0,6 при $h < 50$ см, 0,65 – при $h = 50 \dots 69$ см, 0,7 – при $h = 70 \dots 89$ см и 0,75 – при $h = 90$ см и более.

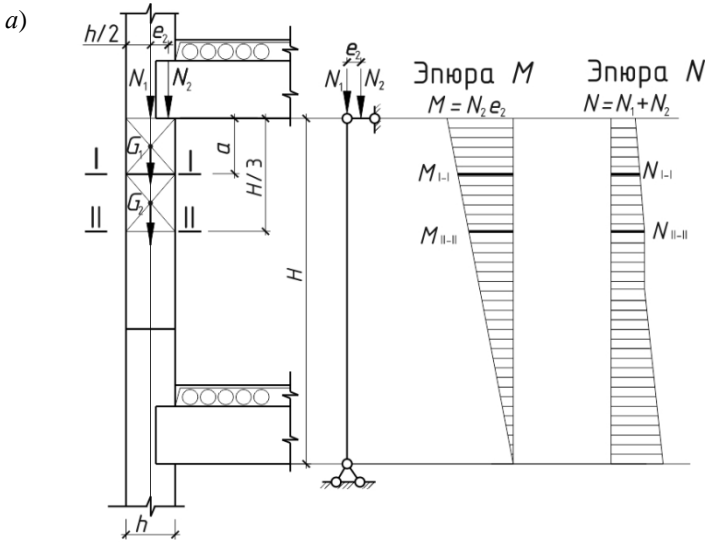
В курсовом проекте условно принимаем, что поперечные стены установлены на расстоянии, не превышающем указанного в таблице 27 [1], поэтому свободная длина стен $l > 3,5H$.

2.3 Расчет прочности стены

Многоэтажные здания с несущими кирпичными стенами относятся, как правило, к зданиям с жесткой конструктивной схемой.

Наружная стена такого здания представляет собой многопролетную вертикальную неразрезную балку, неподвижными шарнирными опорами которой являются перекрытия. Стена нагружена горизонтальной ветровой нагрузкой и вертикальными нагрузками от собственного веса

стены, опирающихся на нее перекрытий и покрытия, снега и эксплуатационной нагрузки на перекрытиях. С целью упрощения расчета допускается стену считать разделенной по высоте на отдельные балки с расположением опорных шарниров в плоскости опирания перекрытий (рисунок 2.1, а). При этом нагрузками на стену в каждом этаже является: нормальная сжимающая сила N_1 от веса вышерасположенных участков стены и перекрытий и нагрузка N_2 от перекрытия над рассматриваемым этажом.



$$M_{I-I} = M \frac{H - \dot{a}}{H}; \quad M_{II-II} = M \frac{H - \frac{H}{3}}{H}; \quad N_{I-I} = N + G_1; \quad N_{II-II} = N_{I-I} + G_2.$$

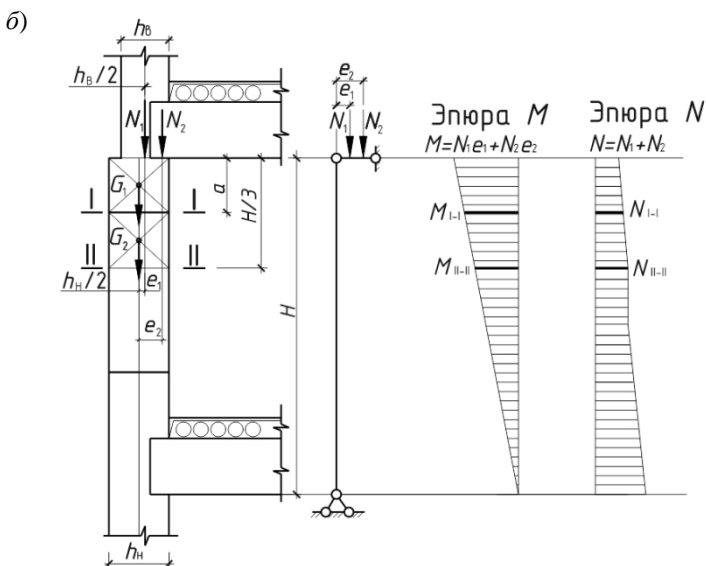


Рисунок 2.1 – К расчету стены на вертикальные нагрузки:

a – при постоянной толщине стены; b – при изменении толщины стены на уровне перекрытия

Нагрузка N_1 приложена в центре тяжести сечения стены, расположенной над рассматриваемым этажом. Если толщина стены h постоянная, то сила N_1 вызывает только центральное сжатие, если толщина стены увеличивается (см. рисунок 2.1, б), то сила N_1 имеет эксцентриситет e_1 относительно центра тяжести сечения стены в рассматриваемом этаже и создает момент M_1 :

$$e_1 = \frac{h_i - h_a}{2}, \quad M_1 = N_1 e_1.$$

Здесь h_b – толщина стены, расположенной над рассматриваемым этажом; h_n – толщина стены рассматриваемого этажа.

Нагрузка N_2 всегда имеет эксцентриситет e_2 относительно центра тяжести стены и создает момент $M_2 = N_2 e_2$.

Эксцентриситет e_2 зависит от глубины заделки «с» ригеля в стену (рисунок 2.2, а, б), которая назначается из условия обеспечения прочности кладки стены на местное смятие, а также увязывается с размерами кирпича (камней).

Эпюра распределения давления ригеля перекрытия на стену принимается треугольной. Если же под элементом перекрытия имеется

жесткая подкладка, то точка приложения силы N_2 принимается в середине подкладки (рисунок 2.2, в).

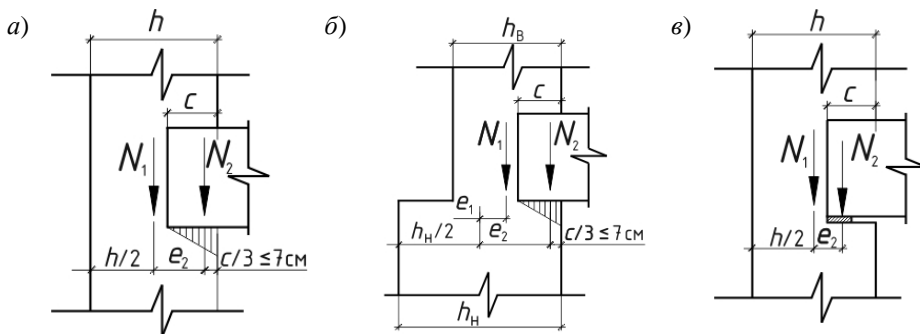


Рисунок 2.2 – Схемы приложения вертикальной нагрузки:
 а – при постоянной толщине стены; б – при изменении толщины стены;
 в – в случае опирания на центральную подкладку

Эпюра моментов от сосредоточенного момента M_2 , а при изменении толщины стены от суммарного момента $M_1 + M_2$, имеет вид треугольника (см. рисунок 2.1) с максимальной ординатой на уровне низа перекрытия.

При определении изгибающих моментов от ветровой нагрузки в пределах каждого этажа расчетная схема принимается в виде балки с заделанными концами. Для зданий с эксплуатационными нагрузками более 3 кН/м^2 , имеющих высоту, не превышающую ширину, ветровую нагрузку можно не учитывать.

Таким образом, на стену рассчитываемого этажа действует сжимающая сила $N = N_1 + N_2$ и момент M_2 или $M_1 + M_2$, то есть стена работает на внецентренное сжатие.

Расчетными элементами стены являются простенки, на которые передается нагрузка с покрытия и перекрытия.

Грузовые площади, учитываемые при определении нагрузок с покрытия и перекрытий, равны половине пролета стропильной балки (фермы) покрытия или ригеля междуэтажного перекрытия, умноженного на шаг балок или ригелей.

Собственный вес стены (с учетом внутренней штукатурки $\delta = 2 \text{ см}$ плотностью $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) вычисляются для полосы, ширина которой равна расстоянию между осями оконных проемов. При расположении между осями ригелей перекрытия нескольких оконных проемов расчету подлежат простенки, на которые передается нагрузка с

покрытия и перекрытий. Остальные простенки загружены только собственным весом стены.

Собственный вес заполнения оконных проемов также учитывается при сборе нагрузок и принимается равным $0,5 \text{ кН/м}^2$.

При расчете простенка наиболее опасными являются сечение I–I в уровне верха простенка (верха оконного проема) и сечение II–II, отстоящее на расстоянии $1/3$ высоты этажа от плоскости опирания ригеля (см. рисунок 2.1).

Подсчитав в этих сечениях M и N , определяют эксцентриситет $e_0 = M/N$ и производят проверку прочности по формуле для внецентренно сжатых неармированных элементов:

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \omega, \quad (2.3)$$

где m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки. При толщине стены $h \geq 30$ см он принимается равным единице (в курсовом

проекте толщина стен 38 см и более); $\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$ – коэффициент

продольного изгиба для внецентренно сжатых элементов; φ – коэффициент продольного изгиба для всего сечения, определяют по таблице 18 [1] при расчетной высоте стены $l_0 = 0,9H$ в зависимости от

гибкости стены $\lambda_h = \frac{l_0}{h}$ и упругой характеристики кладки α ,

принимаемой по таблице 15 [1]; φ_c – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по таблице 18 [1] в

зависимости от гибкости сжатой части сечения $\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c}$; $h_c = h - 2e_0$ –

высота сжатой части сечения; R – расчетное сопротивление сжатию кладки, для кладок из кирпича всех видов на тяжелых растворах

приведено в таблице 2 [1]; $A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right)$ – площадь сжатой части

сечения; A – площадь сечения простенка; $\omega = 1 + \frac{e_0}{h}$ – коэффициент,

учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки при внецентренном сжатии. Для кладки из камней и крупных блоков,

изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов $\omega = 1$, для всех других видов кладки $\omega \leq 1,45$.

Если прочность простенка в расчетных сечениях при принятых марках кирпича и раствора не обеспечена, повышают расчетное сопротивление кладки за счет применения более высоких марок кирпича и раствора или применяют сетчатое армирование горизонтальных швов кладки.

2.4 Расчет внецентренно сжатого простенка с сетчатым армированием

Сетчатое армирование применяют для повышения расчетного сопротивления кладки из кирпича и камней на растворах марки не ниже М50 при гибкости $\lambda_h \leq 15$, эксцентриситете $e_0 \leq 0,17h$ и высоте ряда кладки не более 150 мм.

Расчет прочности для простенка прямоугольного сечения производят по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) \omega, \quad (2.4)$$

где $R_{skb} \leq 2R$ – расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при марке раствора М50 и выше по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{\delta} \right). \quad (2.5)$$

Здесь μ – процент армирования кладки сетчатой арматурой, $\mu = \frac{2A_{st}}{cs} \cdot 100$; A_{st} – площадь сечения 1 стержня арматуры сетки; c – размер ячейки сетки с квадратными ячейками; s – расстояние между сетками по высоте. При внецентренном сжатии процент армирования не должен превышать определяемого по формуле

$$\mu = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) R_s} \geq 0,1 \%; \quad (2.6)$$

y – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета, для прямоугольного сечения $y = h/2$; R_s – расчетное сопротивление арматуры сеток, принимается по СНБ 5.03.01–02 [6];

Сетки укладывают не реже чем через пять рядов кладки из обыкновенного кирпича, через четыре ряда кладки из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из камней.

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяют по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (2.7)$$

где $R_u = kR$ – временное сопротивление кладки сжатию; $k = 2$ для кладки из кирпича и камней всех видов и $k = 2,25$ для кладки из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов; $R_{sku} = R_u + \frac{2\mu R_{sn}}{100}$ – временное сопротивление сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм; R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры сетки, принимается по СНБ 5.03.01–02 [6].

3 РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ РИГЕЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ НА КАМЕННУЮ КЛАДКУ

При опирании на стену железобетонных ригелей перекрытий, кроме расчета стены (простенка) на внецентренное сжатие, необходимо выполнить:

- расчет сечения стены ниже опорного узла на смятие (местное сжатие);
- проверку длины опирания ригеля на стену;
- при необходимости усиления кладки – выбор соответствующих арматурных сеток или размеров распределительной плиты с проверкой ее на местное сжатие, изгиб и скалывание;
- расчет на центральное сжатие сечения по кладке и железобетонному элементу;
- подбор сечения анкера, при помощи которого ригель соединяется со стеной.

3.1 Расчет кладки на местное сжатие

Расчет производится по формуле

$$N_{\bar{n}} \leq \psi d R_c A_c, \quad (3.1)$$

где N_c – продольная сжимающая сила от местной нагрузки. В курсовом проекте – это нагрузка, передаваемая ригелем на стену; ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки. При отсутствии в опорном узле фиксирующей прокладки принимается треугольная эпюра давления и $\psi = 0,5$; d – коэффициент, зависящий от материала кладки, принимается: $d = 1,5 - 0,5\psi$ – для кирпичной кладки и кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона; $d = 1$ – для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона; R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие; A_c – площадь смятия (опирания ригеля), на которую передается нагрузка.

Расчетное сопротивление кладки на смятие определяется по формуле

$$R_c = \xi R; \quad (3.2)$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1, \quad (3.3)$$

где A – расчетная площадь сечения, определяемая по п. 4.16 [1], для нашего случая опирания ригеля $A = A_c + 2hc$; c – длина опирания ригеля на стену; ξ_1 – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по таблице 21 [1].

Если $N_c \geq 0,8\psi d R_c A_c$, то опорный участок должен быть конструктивно усилен сетками из проволоки $\varnothing \geq 3$ мм с размером ячейки не более 60×60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

Если условие (3.1) не выполняется, необходимо повысить несущую способность опорного узла при помощи сетчатого армирования или распределительной плиты.

При помощи сетчатого армирования расчетное сопротивление кладки можно повысить не более чем в два раза, так как дополнительное повышение расчетного сопротивления кладки за счет местного сжатия в этом случае не учитывается (п. 4.14 [1]).

Распределительные плиты позволяют более чем вдвое повысить несущую способность опорного узла за счет увеличения расчетной площади.

3.2 Проверка длины опирания ригеля

Длина опирания ригеля или опорной плиты на стену (размер вдоль ригеля) принимается по расчету [7] из условия

$$\sigma_{\max} \leq 0,8\xi R_u, \quad (3.4)$$

где σ_{\max} – максимальное напряжение в опорном узле; R_u – временное сопротивление кладки сжатию (см. п. 2.4).

Максимальное напряжение (рисунок 3.1, а) вычисляется по формуле [7]

$$\sigma_{\max} = \frac{2N_c}{a_1 b_p} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_{2,0})}{a_1}, \quad (3.5)$$

где $\sigma_0 = \frac{N_c}{2a_0 b_p} \left(1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H_{\text{экв}}} \right)$; $a_0 = 1,125 \dot{a}_1$; $\dot{a}_{2,0} = \sqrt{\frac{4N_c a_1}{\sigma_0 b_p}} - a_1$; b_p – ширина ригеля. При отсутствии распределительной плиты принимают $H_{\text{экв}} = 0$.

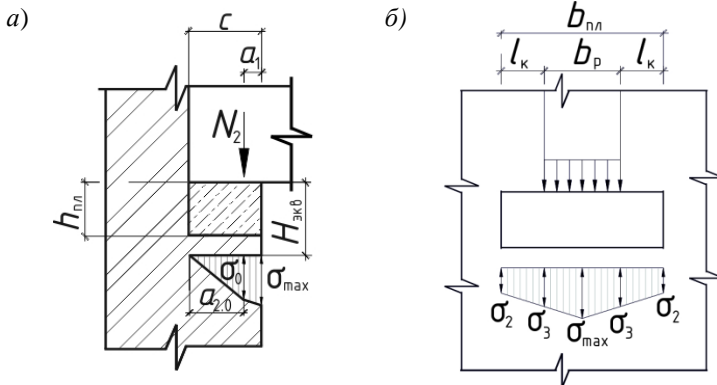


Рисунок 3.1 – Распределение напряжений в опорном узле:
а – вдоль ригеля; б – вдоль стены

Для вычисления напряжений под распределительной плитой принимают

$$\dot{I}_{y\hat{a}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{i\ddot{e}} I_{i\ddot{e}}}{A_{\hat{e}\ddot{e}} \tilde{n}}}, \quad (3.6)$$

где $E_{пл} = 0,85E_{cm}$ – модуль упругости железобетона; E_{cm} – модуль упругости бетона [6]; $I_{пл}$ – момент инерции опорной плиты; $E_{кл}$ – модуль упругости кладки, принимаемый равным $E_{кл} = 0,5E_0 = 0,5\alpha kR$; c – размер опорной плиты вдоль ригеля.

3.3 Определение размеров распределительной плиты

Длину опорной плиты «с» обычно принимают равной длине опирания ригеля. Ширину опорной плиты $b_{пл}$ находят из условия прочности на местное сжатие (3.1).

Если в условие (3.1) подставить значения

$$R_c = R \cdot \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}}; \quad A_c = cb_{i\ddot{e}}; \quad A = cb_{i\ddot{e}} + 2hc,$$

то получим уравнение для определения ширины плиты

$$c^3 b_{i\ddot{e}}^3 + 2hc^3 b_{i\ddot{e}}^2 - \left(\frac{N_c}{\psi dR} \right)^3 = 0. \quad (3.7)$$

Высоту плиты определяют по формуле

$$h_{i\ddot{e}} = \frac{b_{i\ddot{e}} - b_p}{2} \geq 15 \hat{m}. \quad (3.8)$$

Размеры опорной плиты должны быть кратны соответствующим размерам кирпича (камня).

Опорная плита армируется двумя горизонтальными сетками с процентом армирования по объему $\rho \geq 0,5$ %. Количество и диаметр рабочих стержней уточняется при расчете плиты на изгиб от действия приложенной сверху местной нагрузки, а снизу – реактивного отпора кладки (рисунок 3.1, б). При этом местная нагрузка считается равномерно распределенной по площади смятия $A'_c = \frac{2}{3}cb_p$ [7].

Наибольшие напряжения и напряжения на краю опорной плиты (см. рисунок 3.1, б) вычисляются по формулам [7]:

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A'_c} (1 + \beta_1^2); \quad (3.9)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A'_c} (1 - \beta_1^2), \quad (3.10)$$

где $\beta_1 = \frac{b_i \ddot{\epsilon}}{\pi \dot{f}_{\text{уеâ}} + b_p}$.

При вылете плиты l_k за пределы опирания ригеля большем полуторной высоты плиты $l_k > 1,5h_{\text{пл}}$ необходимо произвести ее расчет на продавливание (п. 7.4.3 [6]) и проверить прочность по наклонному сечению (п. 7.2 [6]).

Опорная плита должна быть также проверена на местное сжатие по п. 7.4.1 [6].

3.4 Расчет опорного узла на центральное сжатие

Расчет производится по формуле (51) [1]

$$N_c \leq gpRA, \quad (3.11)$$

где g – коэффициент, зависящий от отношения $\frac{A_b}{A}$ (площади опирания железобетонного элемента в опорном узле $A_b = b_{pc}$ к суммарной площади сечения кладки и железобетонного элемента в опорном узле $A = A_b + 2hc$): $g = 1$, если $\frac{A_b}{A} \leq 0,1$ и $g = 0,8$, если $\frac{A_b}{A} \geq 0,4$.

При промежуточных значениях отношения $\frac{A_b}{A}$ коэффициент g определяется по интерполяции: $g = 1 - \frac{2}{3} \left(\frac{A_b}{A} - 0,1 \right)$; p – коэффициент, принимаемый равным 1 для сплошных элементов и настилов с круглыми пустотами и равным 0,5 – для настилов с овальными пустотами.

3.5 Анкеровка стены к ригелю

Сечение анкеров, при помощи которых стена крепится к ригелям перекрытия, должно быть не менее $0,5 \text{ см}^2$ ($\varnothing_s \geq 8 \text{ мм}$). Оно определяется по усилию, которое вычисляют по формуле

$$N_s = \frac{M}{l} + 0,01N, \quad (3.12)$$

где M – изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия в месте опирания на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (рисунок 3.2) (в курсовом проекте – в месте опирания ригеля на ширине, равной расстоянию между ригелями); H – высота этажа; N – расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

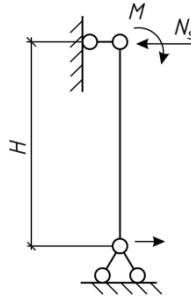


Рисунок 3.2 – Определение усилия в анкере от изгибающего момента в уровне перекрытия

Расчет крепления анкеров к ригелю (определение катета k_f и длины l_w швов, рисунок 3.3) производится аналогично расчету крепления стыковых стержней в опорном стыке ригеля (п. 3.7 [8]).

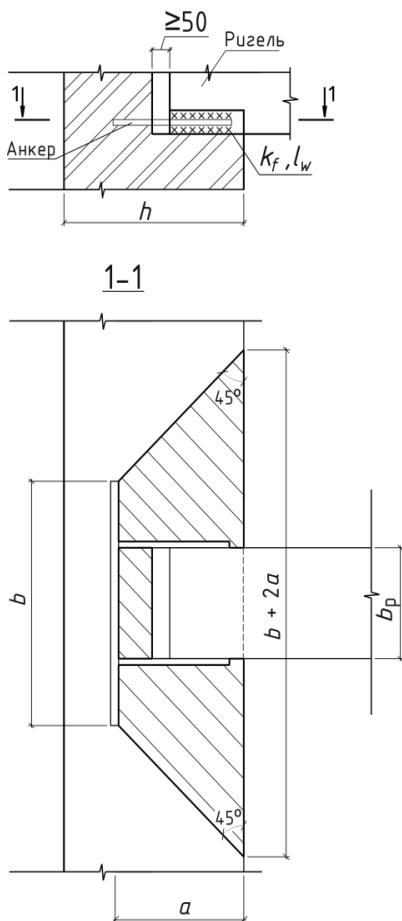


Рисунок 3.3 – Анкеровка стены к ригелю перекрытия

При назначенной глубине заделки анкера «а» длину поперечного штыря анкера определяем по формуле

$$b = \frac{N_s}{2a(R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0)} - a. \quad (3.14)$$

Прочность заделки анкера в кладке проверяется из условия среза кладки по горизонтальным швам. Считается, что срез происходит по швам, расположенным под и над анкером, а распределение давления в кладке принимается под углом 45° (см. рисунок 3.3). Расчетное усилие в анкере должно удовлетворять условию

$$N_s \leq 2a(a+b)(R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0), \quad (3.13)$$

где a – глубина заделки анкера; b – длина поперечного штыря анкера; R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу (таблица 10 [1]); n – коэффициент, принимаемый равным 1,0 – для кладки из полнотелого кирпича и камней, 0,5 – для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами; μ – коэффициент трения по шву кладки, принимается равным 0,7; σ_0 – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом по нагрузке $\gamma_f = 0,9$.

4 РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО СТОЛБА

В курсовом проекте необходимо выполнить расчет кирпичного столба первого этажа (подвала) здания. Материал столба, марка кирпича, марка раствора, класс стали (если кладка усилена сетчатым армированием) те же, что и для наружной стены.

Столб рассчитываем как центрально сжатый элемент. Нагрузку можно взять из расчета железобетонной колонны (таблица 4.4 [8]), заменив собственный вес колонны на вес столба. Для этого предварительно задаются размерами поперечного сечения столба, приняв их кратными соответствующим размерам кирпича (камня), с соблюдением допускаемой гибкости – допускаемого отношения высоты столба (этажа) к его толщине $\frac{H}{h} \leq \beta k_p$ (см. п. 2.2), то есть

$$h \geq \frac{H}{\beta k_p}.$$

Расчетная высота столба, характер изменения коэффициента φ по высоте столба те же, что и при расчете простенка (см. п. 2.3).

Расчет производится для сечения, расположенного на расстоянии $\frac{H}{3}$ от уровня пола, в следующей последовательности:

1 Вычисляют максимальный процент армирования:

$$\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1 \%,$$

назначают размеры ячеек, диаметр арматуры, шаг сеток, уточняют процент армирования μ .

2 Определяют расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии:

$$R_{sk} = R + 2\mu R_s / 100 \leq 2R.$$

3 Уточняют упругую характеристику α_{sk} кладки с сетчатым армированием по формуле (2.7), находят гибкость элемента λ_h и коэффициент продольного изгиба φ по таблице 18 [1].

4 Определяют требуемый размер поперечного сечения столба:

$$h = \sqrt{\frac{N}{m_g \varphi R_{sk}}} \geq \frac{H}{\beta k_p}$$

и назначают кратным размерам кирпича (камня).

5 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРОСТЕНКА НИЖНЕГО ЭТАЖА НАРУЖНОЙ СТЕНЫ ЗДАНИЯ В НЕПОЛНОМ КАРКАСЕ

5.1 Исходные данные для расчета

Требуется проверить прочность простенка первого этажа наружной каменной несущей стены 4-этажного двухпролетного здания при следующих исходных данных: размеры здания в плане 12×78 м; сетка колонн (шаг \times пролет) $l_1 \times l_2 = 6,0 \times 6,0$ м; высота этажей $H_{эт} = 5,4$ м; число этажей $n = 4$; переменная нагрузка на перекрытие $p = 11$ кН/м²; район строительства – г. Архангельск, нормативная снеговая нагрузка $1,5$ кН/м²; толщина наружной стены $h = 510$ мм; ширина расчетного простенка $b = 1,4$ м (по заданию); принимаем по два оконных проема в каждом шаге шириной $b_{пр} = 1,8$ м и высотой $h_{пр} = 2,4$ м. Материалы каменной кладки (по заданию): кирпич керамический полнотелый марки М75, раствор марки М50; кладка сплошная, плотность кладки $\rho = 1800$ кг/м³. На рисунке 5.1 приведен фрагмент плана и фасада здания и вертикальный разрез стены по расчетному простенку.

5.2 Проверка толщины стены из условия предельной гибкости

По таблице 26 [1] устанавливаем, что для сплошной кладки из кирпича марки 75, на растворе марки 50 – группа кладки I.

Отношение высоты стены (этажа) к ее толщине составляет:

$$\frac{H_{\text{эт}}}{h} = \frac{5,4}{0,51} = 10,6. \text{ Это отношение должно быть меньше, чем } k\beta,$$

где $k = k_1 k_2 \geq k_p$.

$$k_1 = \sqrt{\frac{A_n}{A_b}} = \sqrt{\frac{1,224}{3,06}} = 0,63, \text{ где } A_b = hl_1 = 0,51 \cdot 6,0 = 3,06 \text{ м}^2;$$

$$A_n = A_b - A_{\text{пр}} = A_b - 2b_{\text{пр}}h = 3,06 - 2 \cdot 1,8 \cdot 0,51 = 1,224 \text{ м}^2.$$

$$k_2 = 0,8, \text{ так как свободная длина стены } l > 3,5H.$$

$$k_p = 0,65, \text{ так как } h = 0,51 \text{ м.}$$

Тогда $k = 0,63 \cdot 0,8 = 0,504 < k_p = 0,65$, поэтому принимаем $k = 0,65$.
По таблице 2.1 $\beta = 25$, тогда $k\beta = 0,65 \cdot 25 = 16,25$, что больше
отношения $\frac{H_{y0}}{h} = 10,6$. Гибкость стены меньше предельной.

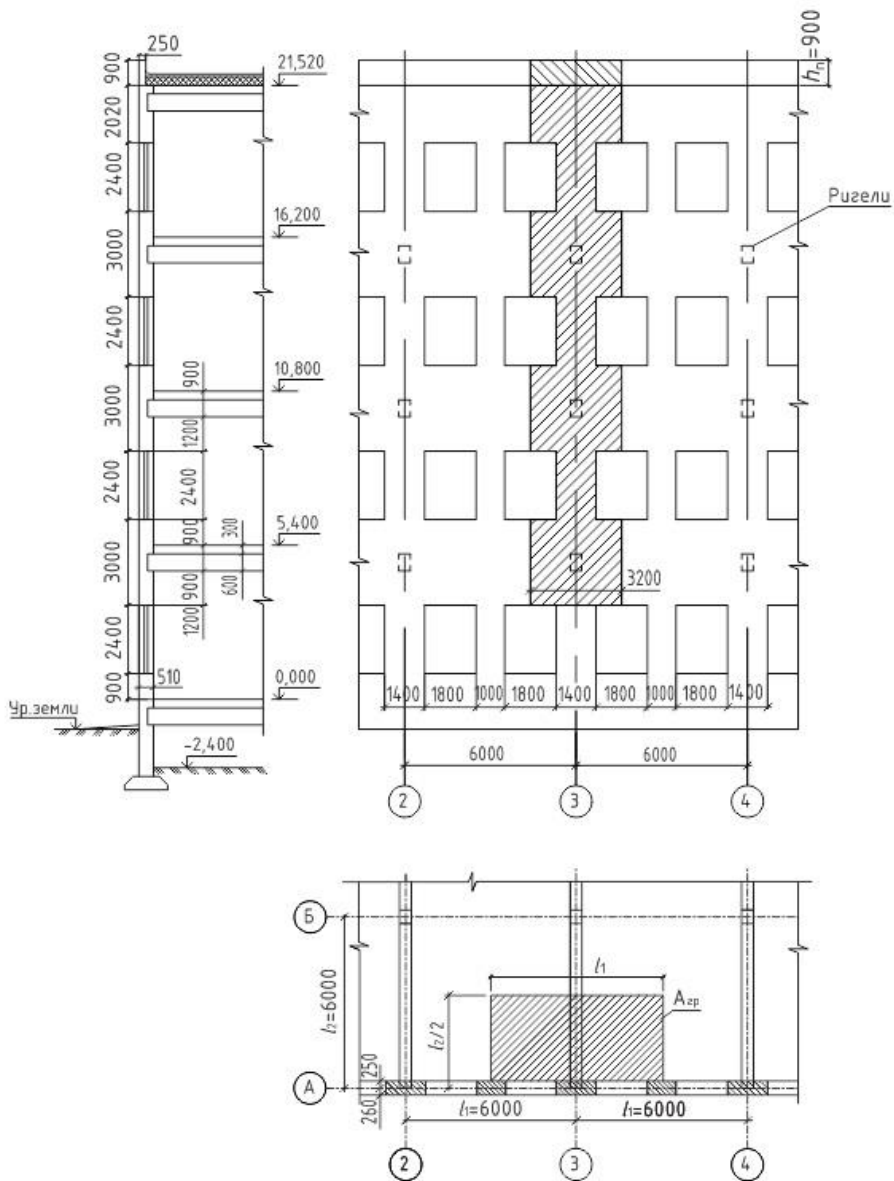


Рисунок 5.1 – К примеру расчета стены:
a – вертикальный разрез стены; *б* – фрагмент фасада здания; *в* – фрагмент плана стены

5.3 Определение расчетных усилий

Собственный вес стены толщиной 510 мм и парапета толщиной 250 мм определяем для полосы шириной 3,2 м (см. рисунок 5.1).

Нагрузка от собственного веса частей стены:

а) парапета высотой 0,9 м –

$$G_{d,1} = 1,35 \cdot 0,9 \cdot 3,2 \cdot 0,25 \cdot 18 = 17,5 \text{ êÍ} ;$$

б) участка стены от низа ригеля покрытия до верха плит покрытия высотой $2,02 - 1,2 = 0,82$ м –

$$G_{d,2} = 1,35 \cdot 0,82 \cdot 3,2 \cdot 0,51 \cdot 18 = 32,5 \text{ êÍ} ;$$

в) одного этажа $H_{эт} = 5,4$ м с учетом слоя внутренней штукатурки $\delta = 0,02$ м и за вычетом оконных проемов размером $1,8 \cdot 2,4$ м –

$$G_{d,3} = 1,35 \cdot (5,4 \cdot 3,2 - 1,8 \cdot 2,4) (0,51 + 0,02) \cdot 18 = 166,9 \text{ êÍ} ;$$

г) заполнения оконных проемов $\gamma = 0,5$ кН/м² –

$$G_{d,4} = 1,35 \cdot 1,8 \cdot 2,4 \cdot 0,5 = 2,9 \text{ êÍ} ;$$

д) участка стены между низом опирания ригеля первого этажа и верхом оконного проема (сечение I–I) высотой 0,9 м –

$$G_{d,5} = 1,35 \cdot 0,9 \cdot 3,2 (0,51 + 0,02) \cdot 18 = 37,1 \text{ êÍ} ;$$

е) простенка между сечениями I–I и II–II (см. рисунок 2.1, а) шириной $b = 1,4$ м и высотой $5,4 : 3 - 1,2 = 0,6$ м –

$$G_{d,6} = 1,35 \cdot 0,6 \cdot 1,4 (0,51 + 0,02) \cdot 18 = 10,8 \text{ êÍ} .$$

Грузовая площадь, с которой передается нагрузка на продольную наружную стену с покрытия и перекрытий (см. рисунок 5.1, в),

$$A_{\text{ад}} = l_1 \frac{l_2}{2} = 6 \frac{6}{2} = 18 \text{ м}^2 .$$

Подсчет нагрузок, действующих на стену от собственного веса покрытия и перекрытия, приведен в таблице 5.1.

По полученным данным вычисляем нагрузки на стену в расчетных сечениях I–I и II–II (рисунок 5.2).

Т а б л и ц а 5.1 – **Нагрузки на стену**

В килоньютонах

Вид нагрузки	Величина нагрузки		
	нормативная	коэффициент надежности по нагрузке γ_f	расчетная
1 Передаваемые с покрытия			
<i>Постоянные</i>			
1 Слой гравия на битумной мастике	$0,16 \cdot 18 = 2,88$	1,35	3,89
2 Гидроизоляционный ковер	$0,1 \cdot 18 = 1,8$	1,35	2,43
3 Цементно-песчаная стяжка ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, $\delta = 20 \text{ мм}$)	$20 \cdot 0,02 \cdot 18 = 7,2$	1,35	9,72
4 Утеплитель ($\gamma = 4 \text{ кН/м}^3$, $\delta = 300 \text{ мм}$)	$4 \cdot 0,3 \cdot 18 = 21,6$	1,35	29,16
5 Пароизоляция	$0,03 \cdot 18 = 0,54$	1,35	0,73
6 Плита покрытия	$3 \cdot 18 = 54$	1,35	72,9
7 Ригель ($b = 30 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$)	$4,5 \cdot 6 / 2 = 13,5$	1,35	18,23
И т о г о	$G_{k,7} = 101,52$		$G_{d,7} = 137,1$
<i>Временные</i>			
8 Полная снеговая	$Q_{k,1} = 1,5 \cdot 18 = 27$	1,5	$Q_{d,1} = 40,5$
2 Передаваемые с перекрытия			
<i>Постоянные</i>			
1 Пол	$0,5 \cdot 18 = 9,0$	1,35	12,15
2 Плита перекрытия	$3 \cdot 18 = 54$	1,35	72,9
3 Ригель ($b = 30 \text{ см}$, $h = 60 \text{ см}$)	$4,5 \cdot 6 / 2 = 13,5$	1,35	18,23
И т о г о	$G_{k,8} = 76,5$		$G_{d,8} = 103,3$
<i>Временные</i>			
4 Полная переменная нагрузка	$Q_{k,2} = 11 \cdot 18 = 198,0$	1,5	$Q_{d,2} = 297,0$

В качестве доминирующей временной нагрузки принимаем нагрузку на перекрытие. Тогда расчетная продольная сила определяется по второму основному сочетанию:

$$N_{sd} = \sum_j \gamma_{ff} G_{k,j} + \gamma_{fi} Q_{k,2} + \psi_{0,1} \gamma_{fi} Q_{k,1} = \sum_j G_{d,j} + Q_{d,2} + \psi_{0,1} Q_{d,1}$$

Здесь $\psi_{0,1} = 0,7$ – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки.

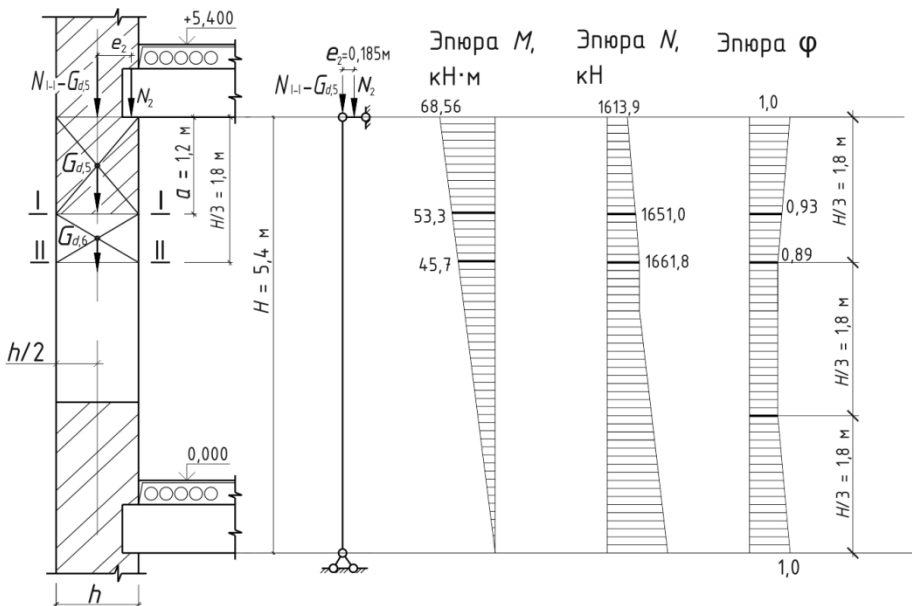


Рисунок 5.2 – К примеру расчета простенка. Конструктивная и расчетная схемы, эпюры продольных сил, изгибающих моментов и коэффициента продольного изгиба

Продольная сила в сечении I–I:

$$\begin{aligned}
 N_{I-I} &= G_{d,1} + G_{d,2} + mG_{d,3} + mG_{d,4} + G_{d,5} + G_{d,7} + mG_{d,8} + m\eta Q_{d,2} + \psi_{0,1} Q_{d,1} = \\
 &= 17,5 + 32,5 + 3 \cdot 166,9 + 3 \cdot 2,9 + 37,1 + 137,1 + 3 \cdot 103,3 + 3 \cdot 0,65 \cdot 297,0 + \\
 &+ 0,7 \cdot 40,5 = 1651,0 \text{ кН} .
 \end{aligned}$$

Продольная сила в сечении II–II:

$$N_{II-II} = N_{I-I} + G_{d,6} = 1651,0 + 10,8 = 1661,8 \text{ кН} .$$

Здесь эксплуатационные нагрузки на перекрытиях уменьшены умножением на коэффициент η , зависящий от числа учитываемых в расчете полностью загруженных (над рассматриваемым сечением) перекрытий m (таблица 5.2).

Т а б л и ц а 5.2 – Коэффициенты понижения эксплуатационной нагрузки на перекрытиях

m	1	2	3	4	5	6
η	0,9	0,72	0,65	0,6	0,57	0,55

Изгибающие моменты от нагрузки с перекрытия:

а) в уровне опирания ригеля при глубине заделки (длине опирания)

$$c = 25 \text{ см}; \quad \frac{\tilde{n}}{3} = \frac{25}{3} = 8,3 \text{ см} > 7 \text{ см}, \text{ поэтому принимаем } \frac{\tilde{n}}{3} = 7.$$

Эксцентриситет e_2 нагрузки N_2 от перекрытия

$$\dot{a}_2 = \frac{h}{2} - \frac{c}{3} = \frac{0,51}{2} - 0,07 = 0,185 \text{ м},$$

$$N_2 = G_{d,8} + \eta Q_{d,2} = 103,3 + 0,9 \cdot 297 = 370,6 \text{ кН} -$$

$$M = N_2 e_2 = 370,6 \cdot 0,185 = 68,56 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

б) в сечении I-I (на расстоянии $a = 1,2$ м от низа ригеля) –

$$M_{I-I} = M \frac{H - a}{H} = 68,56 \frac{5,4 - 1,2}{5,4} = 53,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

в) в сечении II-II (на расстоянии $\frac{H}{3}$ от низа ригеля) –

$$M_{II-II} = M \frac{H - \frac{H}{3}}{H} = 68,56 \frac{5,4 - 5,4 : 3}{5,4} = 45,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Предварительные расчеты показали, что моменты от ветровой нагрузки составляют около 1 % момента от нагрузки с перекрытия. Поэтому ветровая нагрузка при расчете простенка не учитывается.

5.4 Проверка прочности простенка

Общие данные для расчета:

– площадь сечения простенка $A = b \times h = 1,4 \cdot 0,51 = 0,714 \text{ м}^2$;

– упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$ для керамического полнотелого кирпича М75 на растворе М50 (таблица 15 [1]);

– расчетное сопротивление $R = 1,3 \text{ МПа}$ (таблица 2 [1]);

– расчетная высота стены $l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot 5,4 = 4,86 \text{ м}$;

– гибкость стены $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4,86}{0,51} = 9,5$;

– коэффициент продольного изгиба (таблица 18 [1]) для всего сечения в средней трети высоты стены (сечение II–II) (определяем по интерполяции) $\varphi_{II-II} = 0,88 + (0,92 - 0,88) \frac{10 - 9,5}{10 - 8} = 0,89$;

– коэффициент продольного изгиба в сечении I–I (по интерполяции на эпюре φ , см. рисунок 5.2) $\varphi_{I-I} = 0,89 + (1 - 0,89) \frac{1,8 - 1,2}{1,8} = 0,93$.

Дальнейшие расчеты проверки прочности простенка в сечениях I–I и II–II приведены в таблице 5.3.

Т а б л и ц а 5.3 – Проверка прочности простенка

Формулы	Единица измерения	Вычисления для сечения I–I	Результаты вычислений для сечений	
			I–I	II–II
$e_0 = M / N$	м	53,3/1651,0	0,032	0,028
$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right)$	м ²	$0,714 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,032}{0,51} \right)$	0,624	0,636
$\omega = 1 + \frac{e_0}{h}$		$1 + \frac{0,032}{0,51}$	1,06 < 1,45	1,055 < 1,45
$h_c = h - 2e_0$	м	0,51 - 2·0,032	0,446	0,454
$\lambda_{hc} = H_{y0} / h_c$		5,4/0,446	12,1	11,9
φ_c		$0,79 + (0,84 - 0,79) \frac{14 - 12,1}{14 - 12}$	0,838	0,842
$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$		$\frac{0,93 + 0,838}{2}$	0,884	0,866
$\varphi_1 R A_c \omega$	кН	0,884 · 1,3 · 10 ³ · 0,624 · 1,06	760 < 1651	772,8 < 1661,8

Таким образом, в обоих сечениях прочность простенка не обеспечена, что вполне закономерно при случайно заданных марках кирпича и раствора.

Наибольший эксцентриситет $e_0 = 0,032 \text{ м} < 0,35h = 0,35 \cdot 0,51 = 0,18 \text{ м}$. Следовательно, расчет по раскрытию швов кладки производить не надо.

Для обеспечения прочности простенка можно повысить расчетное сопротивление кладки за счет применения более высоких марок кирпича и раствора.

Требуемое расчетное сопротивление кладки сжатию в наиболее опасном сечении (сечение II–II)

$$R^{\text{од}} = \frac{N_{II-II}}{\varphi_1 A_c \omega} = \frac{1661,8 \cdot 10^{-3}}{0,866 \cdot 0,636 \cdot 1,055} = 2,86 \text{ МПа}$$

Кладка из кирпича М250 на растворе М100 имеет $R = 3,0 \text{ МПа}$.

Возможно также увеличение толщины стены в пределах первого этажа. Тогда прочность простенка должна быть проверена с учетом принятых изменений.

В курсовом проекте для обеспечения прочности простенка необходимо применить сетчатое армирование горизонтальных швов кладки.

5.5 Расчет сетчатого армирования простенка

В наиболее опасном сечении простенка, сечении II-II, $e_0 = 0,028 < 0,17h = 0,17 \cdot 0,51 = 0,087$ м: $\lambda_h = 9,5 < 15$. Следовательно, можно применять сетчатое армирование простенка.

Принимаем сетку из проволоки $\varnothing 5$ мм класса S500. С учетом коэффициента условий работы арматуры в армированной кладке (таблица 5.4) нормативное и расчетное сопротивления составляют $R_{sn} = 0,6 \cdot 410 = 246$ МПа, $R_s = 0,6 \cdot 373 = 224$ МПа. Площадь поперечного сечения проволоки $A_{st} = 0,196$ см².

Таблица 5.4 – Коэффициенты условий работы арматуры в армированной кладке

Вид армирования конструкций	Коэффициент условий работы для классов арматуры	
	S240	S500
Сетчатое	0,75	0,6
Анкеры и связи в кладке на растворе:		
М25 и выше	0,9	0,8
М10 и ниже	0,5	0,6
Для нормативных сопротивлений арматуры	1,0	0,6

Требуемое расчетное сопротивление армированной кладки $R_{skb}^{\text{до}} \geq R^{\text{до}} = 2,86 > 2R = 2 \cdot 1,3 = 2,6$ МПа, поэтому увеличиваем прочность кирпича до М100, чтобы $2R$ было больше $R^{\text{пр}}$. Для кирпича М100 на растворе М50 $R = 1,5$ МПа, тогда $2R = 2 \cdot 1,5 = 3,0$ МПа $> R^{\text{пр}} = 2,86$ МПа.

Максимальный процент армирования кладки

$$\mu_{\max} = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{0,5h}\right) R_s} = \frac{50 \cdot 1,5}{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,028}{0,5 \cdot 0,51}\right) \cdot 224} = 0,43 \% > 0,1 \%$$

Требуемый процент армирования кладки

$$\mu^{\text{од}} = \frac{50(R_{skb}^{\text{од}} - R)}{\left(1 - \frac{2e_0}{0,5h}\right)R_s} = \frac{50(2,86 - 1,5)}{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,028}{0,5 \cdot 0,51}\right) \cdot 224} = 0,39 \% < \mu_{\text{max}}.$$

Расстояние между стержнями в сетке «с» и между сетками «s» можно определить по формуле

$$\tilde{n} = \frac{2A_{st}}{\mu^{\text{од}}s} \cdot 100 \quad (5.1)$$

или по таблице 5.5.

Т а б л и ц а 5.5 – Проценты армирования сетками при расположении их в каждой шве кладки ($s = 7,7$ см)

Размер ячейки «с» сетки, см	Диаметр арматуры, мм				
	3	4	5	6	8
3×3	0,61	1,09	1,70	2,45	4,36
3,5×3,5	0,53	0,93	1,45	2,15	3,73
4×4	0,46	0,82	1,27	1,84	3,27
4,5×4,5	0,41	0,73	1,13	1,64	2,91
5×5	0,37	0,66	1,02	1,47	2,61
5,5×5,5	0,34	0,60	0,92	1,34	2,37
6×6	0,31	0,55	0,85	1,23	2,18
6,5×6,5	0,28	0,50	0,78	1,13	2,01
7×7	0,26	0,47	0,73	1,05	1,86
7,5×7,5	0,25	0,44	0,68	0,98	1,74
8×8	0,23	0,41	0,64	0,92	1,63
8,5×8,5	0,22	0,39	0,60	0,87	1,54
9×9	0,21	0,36	0,57	0,89	1,45
9,5×9,5	0,19	0,34	0,54	0,77	1,37
10×10	0,18	0,33	0,51	0,74	1,31

Примечание – При расположении сеток через 2–5 рядов процент армирования уменьшается пропорционально количеству рядов.

По таблице 5.5 принимаем сетки с размером ячейки $4,0 \times 4,0$ см, расположенные через три ряда кладки: $\mu = \frac{1,27}{3} = 0,42$ %.

Временное сопротивление сжатию армированной кладки

$$R_{sku} = 2R + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 2 \cdot 1,5 + \frac{2 \cdot 246 \cdot 0,42}{100} = 5,07 \text{ МПа.}$$

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{2R}{R_{sku}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 1,5}{5,07} = 590.$$

Коэффициент продольного изгиба: при $\alpha_{sk} = 590$ и $\lambda = 9,5$ $\varphi = 0,87$; при $\alpha_{sk} = 590$ и $\lambda_{hc} = 11,9$ $\varphi_c = 0,81$ (значения φ и φ_c получены после двойной интерполяции значений таблицы 18 [1]), тогда

$$\varphi_1 = \frac{0,87 + 0,81}{2} = 0,84.$$

Расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии получаем по формуле (2.5)

$$R_{skb} = 1,5 + \frac{2 \cdot 0,42 \cdot 224}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,028}{0,5 \cdot 0,51} \right) = 2,97 < 2R = 3,0 \text{ МПа}.$$

Несущая способность простенка

$$\varphi_1 R_{skb} A_c \omega = 0,84 \cdot 2,97 \cdot 10^3 \cdot 0,636 \cdot 1,055 = 1674 \text{ кН} > N_{II-II} = 1661,8 \text{ кН}.$$

Прочность простенка обеспечена.

5.6 Расчет кладки на местное сжатие

Расчет производим по формуле (3.1). Нагрузка, передаваемая ригелем на стену, $N_2 = 370,6$ кН. Ширина ригеля $b_p = 30$ см, глубина заделки ригеля в стену $c = 25$ см. Площадь смятия $A_c = cb_p = 0,25 \cdot 0,3 = 0,075 \text{ м}^2$. Расчетная площадь (рисунок 5.3): $A = A_c + 2ch = 0,075 + 2 \cdot 0,25 \cdot 0,51 = 0,33 \text{ м}^2$.

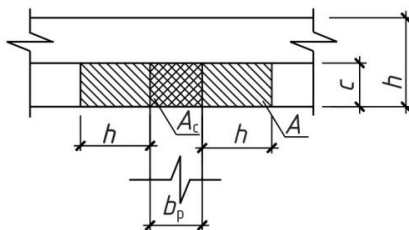


Рисунок 5.3 – К расчету кладки на местное сжатие. В расчетную площадь A входит площадь смятия A_c

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{0,33}{0,075}} = 1,64 < \xi_1 = 2.$$

Расчетное сопротивление кладки $R_c = 1,64 \cdot 1,5 = 2,46$ МПа.

Расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 1,5 + \frac{2 \cdot 0,42 \cdot 224}{100} = 3,38 \text{ МПа.}$$

К дальнейшему расчету принимается большее расчетное сопротивление смятию из R_c и R_{sk} . Тогда прочность кладки при отсутствии распределительной плиты и при $\psi = 0,5$ и $d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5 = 1,25$ равна

$0,5 \cdot 1,25 \cdot 3,38 \cdot 10^3 \cdot 0,075 = 158,4 \text{ кН} < N_2 = 370,6 \text{ кН}$. Следовательно, прочность опорного узла не обеспечена. Чтобы обеспечить ее, необходимо выполнить усиление опорного узла при помощи распределительной плиты.

5.7 Расчет распределительной плиты

5.7.1 Определение размеров плиты

Так как прочность кладки много меньше действующей нагрузки, то принимаем длину плиты на 130 мм больше глубины заделки ригеля $c = 0,38 \text{ м}$, значения $\psi d = 0,5 \cdot 1,25 = 0,625$.

Исходное уравнение (3.7) для определения ширины плиты $b_{пл}$ запишется так: $0,38^3 \cdot b_{пл}^3 + 2 \cdot 0,51 \cdot 0,38^3 b_{пл}^2 - \frac{370,6 \cdot 10^{-3}}{0,625 \cdot 3,38} = 0$, отсюда $b_{пл} = 1,2 \text{ м}$. Принимаем $b_{пл} = 1,16 \text{ м}$, кратное размерам кирпича.

Высота плиты $h_{пл} = (b_{пл} - b_{\delta}) / 2 = (1,16 - 0,3) / 2 = 430 \text{ мм}$.

Принимаем $h_{пл} = 440 \text{ мм}$, кратное размерам кирпича по высоте.

Проверим прочность кладки в опорном узле.

Площадь смятия $A_c = 0,38 \cdot 1,16 = 0,44 \text{ м}^2$.

Расчетная площадь сечения $A = 0,44 + 2 \cdot 0,51 \cdot 0,38 = 0,83 \text{ м}^2$.

Коэффициент $\xi = \sqrt[3]{\frac{0,83}{0,44}} = 1,24 < \xi_1 = 2$.

Расчетное сопротивление кладки смятию $R_c = 1,24 \cdot 1,5 = 1,86 \text{ МПа}$, что меньше $R_{sk} = 3,38 \text{ МПа}$. Несущая способность кладки на смятие под распределительной плитой $0,625 \cdot 3,38 \cdot 10^3 \cdot 0,44 = 409 \text{ кН} > N_2 = 370,6 \text{ кН}$. Следовательно, прочность кладки обеспечена.

5.7.2 Проверка длины распределительной плиты

Проектируем плиту из тяжелого бетона класса С12/15, $E_{cm} = 24 \cdot 10^3$ МПа (марка бетона по удобоукладываемости ПЗ-П5 [6]), расчетное сопротивление сжатию бетона плиты $f_{cd} = 8,0$ МПа, растяжению $-f_{ctd} = 0,73$ МПа.

Модуль упругости железобетона плиты $E_{пл} = 0,85E_{cm} = 0,85 \cdot 24 \cdot 10^3 = 20,4 \cdot 10^3$ МПа, армированной кладки $-E_{кл} = 0,5\alpha_{sk}kR = 0,5 \cdot 590 \cdot 2 \cdot 1,5 = 885$ МПа.

$$\text{Момент инерции сечения плиты } I_{i\ddot{e}} = \frac{b_{i\ddot{e}} h_{i\ddot{e}}^3}{12} = \frac{1,16 \cdot 0,44^3}{12} = 8,23 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Размер плиты вдоль ригеля $c = 0,38$ м.

Эквивалентная высота плиты по формуле (3.6)

$$i_{y\ddot{e}} = 2\sqrt[3]{\frac{20,4 \cdot 10^3 \cdot 8,23 \cdot 10^{-3}}{885 \cdot 0,38}} = 1,6 \text{ м}.$$

Размеры $a_1 = c/3 = 38/3 = 12,7$ см; $a_0 = 1,125 \cdot 12,7 = 14,3$ см.

$$\text{Напряжение } \sigma_0 = \frac{370,6 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,143 \cdot 1,16} \left(1 + 0,41 \frac{0,143^2}{1,6} \right) = 1,12 \text{ МПа}.$$

$$\text{Расстояние } \dot{a}_{2,0} = \sqrt{\frac{4 \cdot 370,6 \cdot 10^{-3} \cdot 0,127}{1,12 \cdot 1,16}} - 0,127 = 0,254 \text{ м}.$$

$$\text{Максимальные напряжения по формуле (3.5) } \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 370,6 \cdot 10^{-3}}{0,127 \cdot 1,16} -$$

$$- \frac{1,12(0,127 + 0,254)}{0,127} = 2,03 \text{ МПа} \text{ меньше допусаемых напряжений,}$$

равных по формуле (3.4) $0,8\xi kR = 0,8 \cdot 1,24 \cdot 2 \cdot 1,5 = 2,98 \text{ МПа}$.

Длина опорной плиты достаточная.

5.7.3 Проверка прочности опорной плиты

Вычислим напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены (рисунок 3.1, б).

$$\text{Коэффициент } \beta_1 = \frac{1,16}{3,14 \cdot 1,6 + 0,3} = 0,218.$$

Максимальные напряжения при $\dot{A}'_n = \frac{2}{3} \cdot 0,38 \cdot 1,16 = 0,294 \text{ м}^2$ [см. формулу (3.9)]

$$\sigma_1 = \frac{370,6 \cdot 10^{-3}}{0,294} (1 + 0,218^2) = 1,32 \text{ МПа}$$

Напряжения по краю опорной плиты [см. формулу (3.10)]

$$\sigma_2 = \frac{370,6 \cdot 10^{-3}}{0,294} (1 - 0,218^2) = 1,20 \text{ МПа}$$

Напряжение на грани ригеля

$$\sigma_3 = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{b_{i\ddot{e}} - b_{\delta}}{b_{i\ddot{e}}} = 1,2 + (1,32 - 1,2) \cdot \frac{1,16 - 0,3}{1,16} = 1,29 \text{ МПа}$$

Максимальный изгибающий момент в плите при

$$l_k = \frac{b_{i\ddot{e}} - b_{\delta}}{2} = \frac{1,16 - 0,3}{2} = 0,43 \text{ м}$$

$$M_{\max} = \frac{cl_k^2}{6} (2\sigma_2 + \sigma_3) = \frac{0,38 \cdot 0,43^2}{6} (2 \cdot 1,2 \cdot 10^3 + 1,29 \cdot 10^3) = 43,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Рабочая высота плиты $d = h_{\text{пл}} - c = 0,43 - 0,02 = 0,41 \text{ м}$.

Требуемая площадь арматуры класса S500 при $f_{yd} = 454 \text{ МПа}$

$$A_{s1} = \frac{\dot{M}_{\max}}{0,9df_{yd}} = \frac{43,2}{0,9 \cdot 0,41 \cdot 454 \cdot 10^3} = 2,58 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,58 \text{ см}^2$$

Принимаем $4\varnothing 10 \text{ мм}$ с шагом 110 мм , $A_{s1} = 3,14 \text{ см}^2$, $l_1 = 1,14 \text{ м}$.

Арматура в перпендикулярном направлении $7\varnothing 6 \text{ мм}$ класса S240 с шагом 180 мм , $A_{s2} = 1,98 \text{ см}^2$, $l_2 = 0,36 \text{ м}$.

Опорную плиту армируем двумя сетками.

$$\begin{aligned} \text{Объемный коэффициент армирования } \mu &= \frac{V_s}{V_{i\ddot{e}}} \cdot 100 = \frac{2(A_{s1}l_1 + A_{s2}l_2)}{b_{i\ddot{e}}ch_{i\ddot{e}}} \cdot 100 = \\ &= \frac{2 \cdot (3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1,14 + 1,98 \cdot 10^{-4} \cdot 0,36)}{1,16 \cdot 0,38 \cdot 0,43} \cdot 100 = 0,45 \% < 0,5 \% \end{aligned}$$

Так как консоли плиты $l_k = 0,43 \text{ м} < h_{\text{пл}} = 0,44 \text{ м}$, то скалывания не будет, прочность консоли по наклонному сечению обеспечена.

5.7.4 Проверка прочности плиты на сжатие

Проверим опорную плиту на местное сжатие. В запас прочности косвенное армирование не учитываем (п. 7.4.1 [6]).

Прочность проверяется из условия

$$N_{Sd} \leq \alpha_u f_{cud} A_{c0}, \quad (5.2)$$

где α_u – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия, равный $\alpha_u = \frac{1}{4} \left(3 + \frac{\sigma_{u,\min}}{\sigma_{u,\max}} \right) = \frac{1}{4} \left(3 + \frac{1,29}{1,32} \right) = 0,99 > 0,75$;

A_{c0} – площадь смятия, $A_{c0} = b_p c_p = 0,3 \cdot 0,25 = 0,075 \text{ м}^2$.

Расчетное сопротивление бетона смятию

$$f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}, \quad (5.3)$$

где $\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right)$. Здесь A_{c1} – расчетная площадь,

$A_{c1} = b_{\text{г}} c_p = 1,16 \cdot 0,25 = 0,29 \text{ м}^2$; k_u – коэффициент эффективного бокового обжатия при смятии, $k_u = 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{ctd}}$; $k_f = 0,8$ (таблица 7.6 [6]).

$$\omega_u = 1 + 0,8 \frac{f_{cd}}{f_{ctd}} \cdot 0,8 \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) = 1 + 0,64 \left(\sqrt{\frac{0,29}{0,075}} - 1 \right) = 1,62 < \omega_{u,\max} = 3.$$

Коэффициент $\alpha = 1$ (см. п. 6.1.5.4 [6]).

$$f_{cud} = 1,62 \cdot 1 \cdot 8 = 12,96 \text{ МПа}, \text{ тогда } N_{Sd} = 370,6 \text{ кН} < \alpha_u f_{cud} A_{c0} = 0,99 \cdot 12,96 \cdot 10^3 \cdot 0,075 = 962,3 \text{ кН}.$$

Прочность плиты на местное сжатие обеспечена.

5.8 Расчет опорного узла на центральное сжатие

Суммарная площадь сечения $A = 0,33 \text{ м}^2$ (см. п. 5.6), площадь опирания ригеля $A_b = A_c = 0,075 \text{ м}^2$.

$$\text{Коэффициент } g = 1 - \frac{2}{3} \left(\frac{0,075}{0,33} - 0,1 \right) = 0,92.$$

Несущая способность опорного узла $0,92 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,33 = 455,4 \text{ кН} > N_2 = 370,6 \text{ кН}$.

Прочность опорного узла обеспечена.

5.9 Расчет анкеров

Ширина грузовой площади равна расстоянию между анкерами (ригелями) – 6 м. Продольная сила в уровне расположения анкера $N_{I-I} - G_{d,5} = 1651,0 - 37,1 = 1613,9 \text{ кН}$. Момент в том же сечении равен 68,56 кН·м (см. рисунок 5.2).

Усилие в анкере по формуле (3.12) $N_s = \frac{68,56}{5,4} + 0,01 \cdot 1613,9 = 28,84 \text{ кН}$.

Принимаем анкера из арматуры класса S240. Тогда $R_s = 0,9 \cdot 240 / 1,1 = 196,4 \text{ МПа}$.

Требуемая площадь поперечного сечения анкера

$$A_s = \frac{N_s}{R_s} = \frac{28,84 \cdot 10^{-3}}{196,4} = 1,47 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,47 \text{ см}^2 > 0,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 10 \text{ мм}$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Анкеры привариваем к закладной детали ригеля (см. рисунок 3.3) двумя сварными швами длиной $l_w = 100 \text{ мм}$, катетом $k_f = 4 \text{ мм}$, расчетное сопротивление по металлу шва $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$.

Несущая способность сварных швов $4 \cdot 0,7 k_f l_w R_{wf} \gamma_c \gamma_{wf} = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,004 \cdot 0,1 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 = 100,8 \text{ кН} > N_s = 28,84 \text{ кН}$.

Прочность крепления анкеров к ригелю обеспечена.

Расчетное сопротивление кладки срезу $R_{sq} = 0,16 \text{ МПа}$.

Среднее напряжение в уровне расположения анкера $\sigma_{\text{пд}} = 0,9 \frac{N}{A} = 0,9 \frac{1613,9}{0,51 \cdot 3,2} = 890 \text{ кПа} = 0,89 \text{ МПа}$.

Принимаем глубину заделки анкера в кладке $a = 38 \text{ см}$, тогда длина поперечного стержня анкера по формуле (3.14)

$$b = \frac{28,84}{2 \cdot 0,38 (0,16 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 890)} - 0,38 < 0.$$

Конструктивно принимаем $b = 0,3 + 2 \cdot 0,2 = 0,7 \text{ м}$.

6 ПРИМЕР РАСЧЕТА ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОГО КИРПИЧНОГО СТОЛБА

Кирпичный столб выполняем из того же материала, что и стену: кирпич керамический полнотелый М100 на растворе М50 с $R = 1,5$ МПа. Столб армируем сеткой из проволоки класса S500, $R_s = 224$ МПа, $R_{sn} = 246$ МПа (см. п. 5.5).

Максимальный процент армирования

$$\mu_{\max} = \frac{50R}{R_s} = \frac{50 \cdot 1,5}{224} = 0,33 \% > 0,1 \%$$

Принимаем сетки с ячейкой 55×55 мм и диаметром арматуры 4 мм, расположенные через один шов кладки, $\mu = 0,30 \%$ (см. таблицу 5.6).

Расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = 1,5 + \frac{2 \cdot 0,30 \cdot 224}{100} = 2,84 \text{ МПа} < 2R = 3 \text{ МПа.}$$

Средний предел прочности сжатию армированной кладки

$$R_{sku} = 2R + \frac{2\mu R_{sn}}{100} = 2 \cdot 1,5 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 246}{100} = 4,48 \text{ МПа.}$$

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{2R}{R_{sku}} = 1000 \frac{2 \cdot 1,5}{4,48} = 670 \text{ МПа.}$$

Нагрузка в расчетном сечении столба на расстоянии $H/3$ от уровня пола 1-го этажа состоит из нагрузки от покрытия, трех перекрытий и собственного веса столба (трех этажей и $2/3$ первого этажа). Грузовая площадь составляет $36,0 \text{ м}^2$ (шаг \times пролет).

Задаемся предварительными размерами поперечного сечения столба из условия устойчивости $h \geq \frac{l}{\beta k_p} = \frac{5,4}{25 \cdot 0,65} = 0,33 \text{ м}$. Здесь $\beta = 25$ – для группы кладки I (таблица 28 [1]), $k_p = 0,65$ (таблица 30 [1]) для сечения столба от 50 до 69 см.

Принимаем столб сечением 640×640 мм ($h = 0,64$ м).

Нагрузки от собственного веса покрытия и снега, от собственного веса перекрытия и от переменной нагрузки на перекрытие определяем по таблице 5.1: $G_{п} = 2G_{d,7} = 2 \cdot 137,1 = 274,2$ кН; $Q_{сн} = 2Q_{d,1} = 2 \cdot 40,5 = 81,0$ кН; $G_{пер} = 2G_{d,8} = 2 \cdot 103,3 = 206,6$ кН; $Q_{пер} = 2Q_{d,2} = 2 \cdot 297,0 = 594,0$ кН.

Собственный вес столба с учетом штукатурки толщиной 20 мм

$$G_{\text{но}} = \left(3 \cdot 5,4 \cdot 0,68 \cdot 0,68 \cdot 18 + \frac{2}{3} \cdot 5,4 \cdot 0,68 \cdot 0,68 \cdot 18 \right) \cdot 1,35 = 222,5 \text{ кН.}$$

Усилие в расчетном сечении столба $N = G_{\text{п}} + mG_{\text{пер}} + G_{\text{ст}} + m\eta Q_{\text{пер}} + \psi_{0,1} Q_{\text{сн}} = 274,2 + 3 \cdot 206,6 + 222,5 + 3 \cdot 0,65 \cdot 594,0 + 0,7 \cdot 81,0 = 2331,5 \text{ кН.}$

Расчетная высота столба $l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot 5,4 = 4,86 \text{ м.}$ Гибкость столба

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4,86}{0,64} = 7,6 < 15. \text{ Коэффициент продольного изгиба } \varphi = 0,88$$

($\lambda_h = 7,6$ и $\alpha_{sk} = 670 \text{ МПа}$, таблица 18 [1]). Коэффициент $m_g = 1$, так как $h = 0,64 \text{ м} > 0,3 \text{ м.}$

Требуемый размер поперечного столба

$$h^{\text{до}} = \sqrt{\frac{N}{m_g \varphi R_{sk}}} = \sqrt{\frac{2331,5}{1 \cdot 0,88 \cdot 2,84 \cdot 10^3}} = 0,97 \text{ м.}$$

Принимаем сечение столба $1,03 \times 1,03 \text{ м}$, кратно кирпичу.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- 1 **СНиП II-22-81.** Каменные и армокаменные конструкции. – Взамен СНиП II-B.2-71 ; введ. 1983-01-01. – М. : Госстрой СССР, 1983. – 40 с.
- 2 **СТБ 1160-99.** Кирпич и камни керамические. – Взамен ГОСТ 530-95 и ГОСТ 7484-78 ; введ. 2000-04-01. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 1999. – 47 с.
- 3 **СТБ 1228-2000.** Кирпич и камни силикатные лицевые и рядовые. – Взамен ГОСТ 379-95 ; введ. 2001-01-01. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 2000. – 17 с.
- 4 **СТБ 1117-98.** Блоки из ячеистых бетонов стеновые. – Взамен ГОСТ 21520-89 ; введ. 1999-04-01. – Мн. : Минстройархитектуры РБ, 1999. – 29 с.
- 5 **СТБ 1307-2012.** Смеси растворные и растворы строительные. – Взамен СТБ 1307-2002 ; введ. 2013-01-01. – М. : Госстрой СССР, 2012. – 26 с.
- 6 **СНБ 5.03.01-02.** Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – Взамен СНиП 2.03.01-84* ; введ. 2003-07-01. – Мн. : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
- 7 Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ВДПП Госстроя СССР, 1989. – 185 с.
- 8 **Талецкий, В. В.** Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания. Ч. I. Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия из сборного железобетона : учеб.-метод. пособие по курсовому и дипломному проектированию / В. В. Талецкий. – Гомель : БелГУТ, 2009. – 80 с.

Учебное издание

ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич

**Проектирование каменных конструкций
многоэтажного здания**

Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию

Редактор *И. И. Эвентов*
Технический редактор *В. Н. Кучерова*
Компьютерный набор и верстка *Т. И. Шляхтовой*

Подписано в печать 05.10.2016 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 2,33. Уч.-изд. л. 1,85. Тираж 300 экз.
Зак. № . Изд. № 80

Издатель и полиграфическое исполнение:
Белорусский государственный университет транспорта.
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/361 от 13.06.2014.
№ 2/104 от 01.04.2014.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель.

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра «Строительные конструкции, основания и фундаменты»

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

**Учебно-методическое пособие
по курсовому и дипломному проектированию**

Гомель 2016