

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТА И КОММУНИКАЦИЙ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ТРАНСПОРТА»

Кафедра строительной механики,  
геотехники и строительных конструкций

В. В. ТАЛЕЦКИЙ

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
высших учебных заведений Республики Беларусь  
по образованию в области строительства и архитектуры  
для обучающихся по специальности 7-07-0732-01  
«Строительство зданий и сооружений» в качестве пособия*

Гомель 2026

УДК 624.012.112(075.8)  
ББК 38.51  
Т16

**Р е ц е н з е н т ы:**

кафедра строительных конструкций Брестского государственного технического университета (д-р техн. наук, профессор *В. Н. Деркач*,  
заведующий кафедрой – канд. техн. наук, доцент *А. Б. Шурин*);  
главный инженер ОАО «Институт Гомельгражданпроект» *В. В. Ковалёв*

**Талецкий, В. В.**

Т16 Проектирование каменных конструкций многоэтажного здания :  
пособие / В. В. Талецкий ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь,  
Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2026. – 41 с.  
ISBN 978-985-891-255-0

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 СП 5.02.01-2021 «Каменные и армокаменные конструкции».

Предназначено для изучения раздела дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» и выполнения курсового проекта «Проектирование железобетонных и каменных конструкций многоэтажного здания» студентами специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений», может быть полезно при дипломном проектировании и в проектной практике.

**УДК 624.012.112(075.8)**  
**ББК 38.51**

**ISBN 978-985-891-255-0**

© Талецкий В. В., 2026  
© Оформление. БелГУТ, 2026

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>Введение</b> .....	4
<b>1 Основные сведения о стеновых материалах</b> .....	5
<b>2 Расчет наружной стены</b> .....	7
2.1 Общие положения .....	7
2.2 Проверка толщины стены из условий предельной гибкости .....	8
2.3 Расчет прочности стены .....	8
2.4 Расчет сжатых столбов и простенков с горизонтальным армированием рас- творных швов .....	12
<b>3 Расчет узла опирания ригеля перекрытия на каменную кладку</b> .....	13
3.1 Проверка несущей способности сечения стены ниже опорного узла на со- средоточенную (локальную) нагрузку .....	13
3.2 Проверка длины опирания ригеля .....	15
3.3 Определение размеров распределительной плиты .....	17
3.4 Расчет опорного узла на центральное сжатие .....	19
3.5 Анкеровка стены к ригелю .....	19
<b>4 Расчет кирпичного столба</b> .....	21
<b>5 Пример расчета простенка нижнего этажа наружной стены здания в непол-     ном каркасе</b> .....	22
5.1 Исходные данные для расчета .....	22
5.2 Проверка толщины стены из условия предельной гибкости .....	23
5.3 Определение расчетных усилий .....	23
5.4 Проверка прочности простенка .....	28
5.5 Расчет сетчатого армирования простенка .....	29
5.6 Расчет кладки на местное сжатие .....	30
5.7 Расчет распределительной плиты .....	31
5.7.1 Определение размеров плиты .....	31
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
<b>6 Пример расчета центрально сжатого кирпичного столба</b> .....	36
<b>Приложение А. Характеристические значения прочности каменных кладок     на сжатие</b> .....	38
<b>Список литературы</b> .....	41

## ВВЕДЕНИЕ

В курсовом проекте «Многоэтажное промышленное или гражданское здание из железобетонных и каменных конструкций» по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» 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. Стены воспринимают нагрузку от собственного веса, веса парапета, покрытия, перекрытий, эксплуатационную нагрузку на перекрытиях, нагрузку от снега и ветра.

Даны методика и числовые примеры проектирования простенка наружной стены, узла опирания ригеля на простенок, центрально сжатой каменной колонны и приведены некоторые справочные материалы. Все расчеты выполнены в соответствии с СП 5.02.01-2021[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>										
Толщина стены, мм	380	510	640	640	510	380	510	380	640	510
Ширина простенка, м	2,0	1,6	1,4	1,4	1,5	1,8	1,6	1,6	1,5	1,4
Класс контроля производства работ	I	I	II	II	I	I	II	I	II	I
<i>По предпоследней цифре шифра</i>										
Кирпич керамический К, силикатный С (1-й или 2-й группы)	К (1)	С (2)	К (1)	С (2)	К (1)	К (1)	С (2)	С (1)	К (2)	С (1)
Марка кирпича, нормированная прочность на сжатие $f_b$ , МПа (I, II категория)	75 10 (I)	100 12 (II)	125 16 (I)	150 20 (II)	150 20 (I)	125 16 (I)	100 12 (II)	75 10 (I)	100 12 (II)	125 16 (I)
Класс стандартного раствора, заданного качества (ЗК), заданного состава (ЗС)	M20 (ЗК)	M10 (-)	M5 (ЗС)	M10 (-)	M10 (ЗК)	M5 (ЗС)	M5 (-)	M20 (ЗК)	M10 (-)	M10 (ЗС)

## **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. Камни имеют толщину 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 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 следующих видов:

– 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 плотности растворы подразделяют на стандартные и легкие, плотность которых после затвердения в сухом состоянии не превышает 1300 кг/м<sup>3</sup>.

Кладочные растворы подразделяются на классы по прочности на сжатие и обозначают буквой М, за которой следует указание прочности на сжатие, в МПа: М1, М2,5, М5, М10, М20. 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<sub>к1</sub> (погружение конуса от 1 до 4 см включительно), П<sub>к2</sub> (свыше 4 до 8 см), П<sub>к3</sub> (свыше 8 до 12 см) и П<sub>к4</sub> (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 минут включительно;

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

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

St-4 – свыше 90 минут.

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<sub>к2</sub> с транспортной подвижностью 3 см, группы по сохраняемости подвижности St-2: *РСПИ*, кладочная, цементная, *М75, F35, П<sub>к2</sub> (3), St-2, СТБ 1307-2012*.

## **2 РАСЧЕТ НАРУЖНОЙ СТЕНЫ**

### **2.1 Общие положения**

При проектировании наружных несущих стен выбирают вид, нормированную прочность на сжатие, класс кладочного раствора, тип кладки и рассчитывают толщину стен с учетом тепловлажностного режима помещений, климатического района строительства (температуры и влажности наружного воздуха) и величины нагрузки на стену.

Запроектированные наружные стены должны отвечать теплотехническим и прочностным требованиям, иметь гибкость, не превышающую предельно допустимой величины.

В курсовом проекте многие искомые параметры наружных стен указаны в исходных данных. Расчет стены сводится к проверке гибкости и расчету прочности от действующей нагрузки, нормированной прочности на сжатие кладочного изделия, класса кладочного 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

Гибкость стены из неармированной каменной кладки определяют как отношение расчетной (эффективной) высоты стены  $h_{eff}$  к расчетной (эффективной) толщине стены  $t_{eff}$ . Гибкость стены, подверженной действию преимущественно вертикальных нагрузок, не должна превышать 27.

Расчетную (эффективную) высоту стены  $h_{eff}$  определяют по формуле

$$h_{eff} = \rho_n h, \quad (2.1)$$

где  $h$  – высота в свету стены (в пределах этажа), м;

$\rho_n$  – понижающий коэффициент, зависящий от способов закрепления верхней и нижней граней стены, а также раскрепления её вертикальными ребрами ( $\rho_2, \rho_3, \rho_4$ ). Для стен, имеющих по верхнему и нижнему обрезам опоры в виде железобетонных плит перекрытия или покрытия, расположенных с двух сторон от рассматриваемой стены на одном уровне или с одной стороны при глубине опирания на стену не менее  $2/3$  толщины стены,  $\rho_2 = 0,75$ . Если эксцентриситет нагрузки по верхнему обрезу стены не превышает  $1/4$  толщины стены,  $\rho_2 = 1,0$ .

Расчетную (эффективную) толщину стены  $t_{eff}$  однослойных стен и однослойных стен с облицовочным слоем принимают равной фактической толщине каменной кладки.

## 2.3 Расчет прочности стены

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

Наружная стена такого здания представляет собой многопролетную вертикальную неразрезную балку, неподвижными 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.

Допускается стену считать разделенной по высоте на отдельные балки с расположением опор в горизонтальных плоскостях (верхней и нижней) плит (балок) перекрытий (рисунок 2.1).

При этом нагрузками на стену в каждом этаже являются: нормальная сжимающая сила  $N_1$  от веса вышерасположенных участков стены и перекрытий; нагрузка  $N_2$  от перекрытия над рассматриваемым этажом.

Нагрузка  $N_1$  приложена в центре тяжести сечения стены, расположенной над рассматриваемым этажом, и создает в стене над перекрытием момент

$$M_{Edu} = N_1 \left( \frac{t - 3a}{4} \right). \quad (2.2)$$

В этой формуле  $a$  – расстояние от наружной поверхности стены до торца плит (балок) перекрытия.

Нагрузка  $N_2$  всегда имеет эксцентриситет относительно центра тяжести стены и создает в стене под перекрытием момент

$$M_{Edf} = N_2 \frac{a}{2} + N_1 \left( \frac{t+a}{4} \right). \quad (2.3)$$

На этот момент влияет и нагрузка  $N_1$ .

Эксцентриситеты приложения нагрузок  $N_1$  и  $N_2$  зависят от глубины опирания плит или ригеля на стену, которая назначается из условия обеспечения прочности кладки стены на местное смятие, а также увязывается с размерами кирпича (каменной).

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  $3 \text{ кН/м}^2$ , имеющих высоту, не превышающую ширину, ветровую нагрузку можно не учитывать.

Таким образом, на стену рассчитываемого этажа действует сжимающие силы и изгибающие моменты.

Расчетным элементом стены, как наиболее нагруженным, является простенок первого этажа, на который, кроме собственного веса стены, передается нагрузка с покрытия и перекрытий.

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 опасным является сечение I-I (см. рисунок 2.1) в уровне верха простенка (верха оконного проема).

Проверку предельного состояния несущей способности простенка производим из условия, согласно которому расчетное значение продольного усилия  $N_{Ed}$  в расчетном сечении простенка не превышает расчетное значение сопротивления сжатию  $N_{Rd}$  данного сечения:  $N_{Ed} \leq N_{Rd}$ .



Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi b t f_d, \quad (2.4)$$

где  $\Phi$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки;

$b$  – ширина простенка;

$t$  – толщина стены;

$f_d$  – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки. Расчетное значение получают делением характеристического значения прочности на сжатие каменной кладки  $f_k$  на частный коэффициент для харак-

теристик свойств материалов  $\gamma_M$ :  $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$ . Значения частного коэф-

фициента  $\gamma_M$  в зависимости от материала кладочных изделий и класса контроля производства работ приведены в таблице А.1. Характеристические значения  $f_k$  в зависимости от нормированной прочности на сжатие кладочных изделий  $f_b$  и класса по прочности на сжатие кладочного раствора приведены в таблицах А.2–А.5.

Коэффициент  $\Phi$  для расчетного сечения стены определяют по формуле

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (2.5)$$

где  $e_i$  – результирующий эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (2.6)$$

$M_{id}$  – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечении стены вследствие эксцентриситета приложения нагрузки от перекрытия на стену;

$N_{id}$  – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечении стены (суммарное значение);

$e_{he}$  – эксцентриситет на уровне верхнего или нижнего обреза стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки);

$e_{init}$  – начальный эксцентриситет; принимают со знаком, при котором абсолютное значение  $e_i$  увеличивается; начальный эксцентриситет допускается принимать равным  $h_{eff} / 450$ ;

$t$  – толщина стены.

Если прочность простенка в расчетном сечении при принятых кладочных изделиях и кладочных растворах не обеспечена, увеличивают прочность кладочных изделий и кладочных растворов или применяют горизонтальное армирование растворных швов кладки.

## 2.4 Расчет сжатых столбов и простенков с горизонтальным армированием растворных швов

Столбы и простенки с горизонтальным армированием растворных швов каменной кладки выполняют из кладочных изделий 1-й группы на кладочных растворах М5 и выше с прочностью  $f_m \geq 5$  МПа при высоте ряда каменной кладки не более 150 мм.

При этом должно соблюдаться условие  $0,5 \leq b / t \leq 2,0$ , где  $b$  и  $t$  размеры поперечного сечения столба или простенка.

Проверку предельного состояния несущей способности столба или простенка с горизонтальным армированием растворных швов каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки производят по формуле (2.4). При этом вместо расчетного значения прочности на сжатие неармированной каменной кладки  $f_d$  принимают расчетные значения прочности на сжатие армированной каменной кладки  $f_{dr}$ , определяемое по формуле

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left( 1 - 2 \frac{e}{y} \right) \leq 2 f_d, \quad (2.7)$$

где  $\rho_m$  – коэффициент армирования каменной кладки,

$$\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0,001, \quad (2.8)$$

$A_{sa}$  – площадь поперечного сечения одного стержня, мм<sup>2</sup>;

$a_1, a_2$  – расстояние между стержнями арматурной сетки, мм; принимают не менее 30 мм и не более 120 мм;

$s$  – расстояние между арматурными сетками по высоте, мм; принимают не более 450 мм;

$e$  – эксцентриситет приложения нагрузки;

$y$  – расстояние от центра тяжести поперечного сечения каменной кладки до наиболее сжатой грани; для прямоугольного сечения  $y = t / 2$ ;

$f_{yd}$  – расчетное сопротивление арматуры, принимается по [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.

### 3 РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ РИГЕЛЯ ПЕРЕКРЫТИЯ НА КАМЕННУЮ КЛАДКУ

При опирании на стену железобетонных ригелей перекрытий, кроме проверки предельного состояния несущей способности простенка при действии преимущественно вертикальной нагрузки, необходимо выполнить:

- проверку несущей способности сечения стены ниже опорного узла на сосредоточенную (локальную) нагрузку;
- 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 Проверка несущей способности сечения стены ниже опорного узла на сосредоточенную (локальную) нагрузку

Проверка несущей способности сечения стены ниже опорного узла на сосредоточенную (локальную) нагрузку производится по формуле

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}, \quad (3.1)$$

где  $N_{Edc}$  – расчетное значение вертикальной сосредоточенной нагрузки (в курсовом проекте – это нагрузка, передаваемая ригелем на стену);

$N_{Rdc}$  – расчетное значение сопротивления сжатию данного сечения;

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены из кладочных изделий **1-й группы** под площадкой приложения сосредоточенной нагрузки определяют по формуле

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d, \quad (3.2)$$

где  $A_b$  – площадь участка стены, на которую передается сосредоточенная нагрузка (рисунок 3.1);

$\beta$  – коэффициент повышения сопротивления сжатию каменной кладки при действии сосредоточенной нагрузки, определяется по формуле

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{eff}} \right), \quad (3.3)$$

при этом должны соблюдаться условия:

$$\beta \geq 1; \beta \leq \left( 1,25 + \frac{a_1}{2h_c} \right); \beta \leq 1,5,$$

$a_1$  – расстояние от края стены до ближайшей границы участка приложения сосредоточенной нагрузки;

$h_c$  – высота стены от опоры до плоскости приложения нагрузки;

$A_{eff}$  – расчетная (эффективная) площадь поперечного сечения стены, на которую распределяется локальная нагрузка; в общем случае  $A_{eff}$  определяется по формуле

$$A_{eff} = l_{eff,m} t, \quad (3.4)$$

$l_{eff,m}$  – расчетная (эффективная) длина участка распределения сосредоточенной нагрузки под опорой, измеряемая в среднем сечении по высоте стены; длину площадки распределения нагрузки в произвольном сечении по высоте в пределах половины высоты  $h_c$  (см. рисунок 3.1) определяют из условия распределения давления к горизонтали под углом  $60^\circ$ ;

$t$  – толщина стены, определяемая с учетом отсутствия заполнения швов на глубину более 5 мм;

$$A_b / A_{eff} \leq 0,45.$$

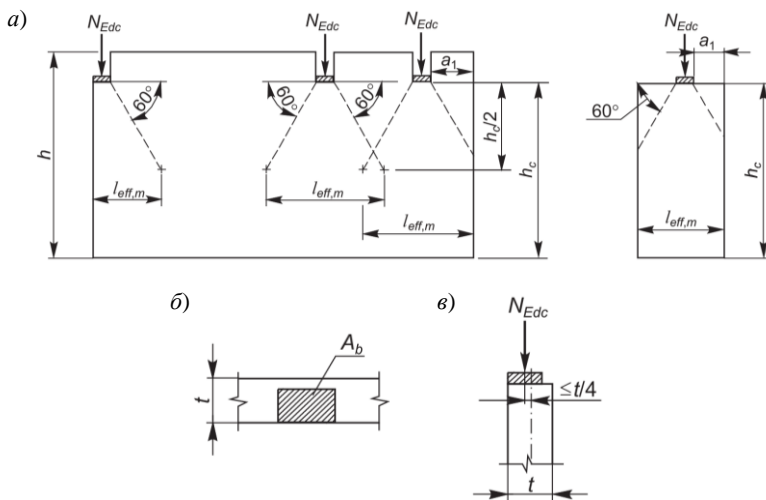


Рисунок 3.1– Схемы для определения расчетных параметров стен при действии сосредоточенных (локальных) нагрузок:

$a$  – приложение сосредоточенных нагрузок по ширине стены;

$b$  – расчетная площадь приложения сосредоточенной нагрузки;

$v$  – приложение сосредоточенной нагрузки по толщине стены из каменной кладки

Для стен из кладочных изделий **2-й группы** следует проверять условие, согласно которому напряжения в каменной кладке непосредственно под площадкой приложения сосредоточенной нагрузки не должны превышать расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки  $f_d$  (при  $\beta = 1,0$ )

$$N_{Rdc} = A_b f_d \cdot \quad (3.5)$$

Эксцентриситет приложения сосредоточенной нагрузки относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стены, не должен превышать  $t/4$  (см. рисунок 3.1).

Если условие (3.1) или (3.5) 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.

Распределительные балки или плиты (опорные подушки) позволяют более чем вдвое повысить несущую способность опорного узла за счет увеличения площади, на которую передается сосредоточенная нагрузка.

### 3.2 Проверка длины опирания ригеля

Если сосредоточенная нагрузка передается на кладку через опорную плиту, то в расчетной схеме она заменяется поясом кладки, с теми же размерами в плане и эквивалентной по жесткости высотой, вычисляемой по формуле

$$H_{\text{экв}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{пл}} I_{\text{пл}}}{E_{\text{кл}} d}}, \quad (3.6)$$

где  $E_{\text{пл}} = 0,85 E_{\text{см}}$  – модуль упругости плиты (для железобетонных распределительных устройств);

$E_{\text{см}}$  – модуль упругости бетона [6];

$I_{\text{пл}}$  – момент инерции сечения плиты, при изгибе в плоскости параллельной

$$\text{оси стены, } I_{\text{пл}} = \frac{b_{\text{пл}} h_{\text{пл}}^3}{12},$$

$b_{\text{пл}}$  – ширина плиты;

$h_{\text{пл}}$  – высота плиты;

$E_{\text{кл}}$  – модуль упругости кладки;

$d$  – размер плиты в направлении перпендикулярном направлению распределения напряжений.

Модуль упругости неармированной каменной кладки определяем умножением значения характеристической прочности на сжатие  $f_k$  на коэффициент  $K_E$ , принимаемый равным: 1000 при кладочном растворе с прочностью на сжатие  $f_m \geq 5$  МПа; 600 при кладочном растворе с прочностью на сжатие  $f_m < 5$  МПа.

Модуль упругости каменной кладки с сетчатым армированием определяем умножением коэффициент  $K_E = 1000$  на значения характеристической

прочности на сжатие армированной каменной кладки  $f_{kr}$ , определяемое по формуле

$$f_{kr} = f_k + 2\rho_m f_{yd} \leq 2f_k,$$

где  $\rho_m$  – коэффициент армирования каменной кладки, определяют по формуле (2.8).

Длина опирания ригеля или опорной плиты на стену  $c_{пл}$  (размер вдоль ригеля) принимается по расчету [1] из условия

$$\sigma_{\max} \leq 1,5 f_d, \quad (3.7)$$

где  $\sigma_{\max}$  – максимальное сжимающее напряжение в каменной кладке в опорном узле под ригелем или опорной плитой.

Максимальное напряжение  $\sigma_{\max}$  вычисляется по формулам таблицы 6 [7], в зависимости от длины опирания и расположения сосредоточенной нагрузки (рисунок 3.2). Для выбора из таблицы 6 [7] схемы расположения нагрузки и распределения напряжений определяется радиус влияния сосредоточенной нагрузки

$$s = \frac{\pi H}{2}, \quad (3.8)$$

где  $H$  – расстояние от уровня, где приложена сосредоточенная нагрузка, до рассчитываемого сечения. При расчете сечения под ригелем или опорной плитой  $H = H_{\text{экв}}$ , а в расположенных ниже сечениях  $H = H_{\text{экв}} + H_1$ , где  $H_1$  – расстояние от нижней поверхности ригеля или опорной плиты до рассчитываемого сечения.

Расстояние от наружной поверхности стены до сосредоточенной нагрузки от ригеля  $a_1$  принимается равным 1/3 длины плиты  $a_1 = c_{пл} / 3$ . Расстояние от сосредоточенной нагрузки до конца плиты  $a_2 = c_{пл} - a_1$ .

Если  $a_1 < s$ , и  $a_1 \geq a_2 / 2$ , максимальные напряжения вычисляются по формулам схемы распределения напряжений № 3, таблицы 6 [7] (рисунок 3.2, а):

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{Edc}}{2a_0 b_p} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H_{\text{экв}}^2} \right). \quad (3.9)$$

В этой формуле

$$a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}.$$

Если  $a_1 < s$ ,  $a_1 < a_2 / 2$  и  $a_{2,0} < a_2$  максимальные напряжения вычисляются по формулам схемы распределения напряжений № 4, таблицы 6 [7] (рисунок 3.2, б):

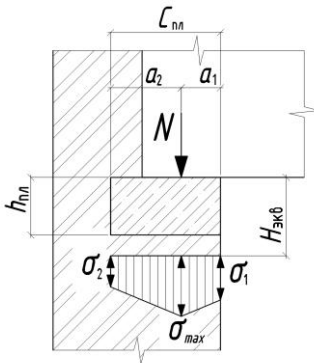
$$\sigma_{\max} = \frac{2N_{Edc}}{a_1 b_p} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_{2,0})}{a_1}. \quad (3.10)$$

В этой формуле

$$\sigma_0 = \frac{N_{Edc}}{2a_0 b_p} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H_{ЭКВ}^2} \right); \quad a_0 = 1,125a_1; \quad a_{2,0} = \sqrt{\frac{4N_{Edc}a_1}{\sigma_0 b_p}} - a_1.$$

При отсутствии распределительной плиты  $\sigma_0 = \frac{N_{Edc}}{2a_0 b_p}$ .

а)



б)

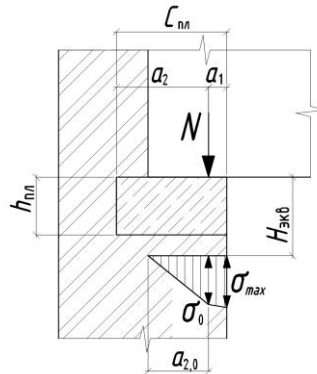


Рисунок 3.2 – Распределение напряжений в опорном узле вдоль ригеля:  
 а – при  $a_1 < s$ , и  $a_1 \geq a_2 / 2$ ; б – при  $a_1 < s$ ,  $a_1 < a_2 / 2$  и  $a_{2,0} < a_2$

### 3.3 Определение размеров распределительной плиты

Длину опорной плиты  $c_{пл}$  обычно принимают равной или больше на 120 мм длины опирания ригеля. Ширину опорной плиты  $b_{пл}$  находят из условия прочности на местное сжатие (3.1).

Для определения ширины опорной плиты  $b_{пл}$  расчетное значение сопротивления сжатию  $N_{Rdc}$  определяем по формулам:

– для стен, выполненных из кладочных изделий 1-й группы:

$$N_{Rdc} = \left( 1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c} \right) A_b f_d \leq 1,5 A_b f_d; \quad (3.11)$$

– для стен, выполненных из кладочных изделий 2-й группы:

$$N_{Rdc} = A_b f_d, \quad (3.12)$$

где  $a_1$  – расстояние от края стены до ближайшего края площадки приложения сосредоточенной нагрузки;

$h_c$  – высота стены от нижнего обреза до плоскости приложения нагрузки;  
 $A_b$  – площадь участка стены, на которую действует сосредоточенная нагрузка,  $A_b = c_{пл} b_{пл}$ .

Если в условие (3.1) подставить значения формулы (3.11), то получим уравнение для определения ширины плиты  $b_{пл}$

$$N_{Edc} = N_{Rdc} = \left( 1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c} \right) c_{пл} b_{пл} f_d;$$

$$b_{пл} = \frac{N_{Edc}}{c_{пл} f_d \left( 1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c} \right)}. \quad (3.13)$$

При подстановке в (3.1) значения формулы (3.12) получим

$$b_{пл} = \frac{N_{Edc}}{c_{пл} f_d}. \quad (3.14)$$

При расчете ширины распределительной плиты необходимо соблюдение следующих условий:

– площадь участка поверхности, к которой приложена сосредоточенная нагрузка, не должна превышать 1/4 площади поперечного сечения стены и  $2t^2$  (где  $t$  – толщина стены);

– эксцентриситет приложения сосредоточенной нагрузки относительно оси, проходящей через центр тяжести стены, не должен превышать  $t / 4$ .

Высоту плиты определяют по формуле

$$h_{пл} = \frac{b_{пл} - b_p}{2} \geq 15 \text{ см}, \quad (3.15)$$

где  $b_p$  – ширина поперечного сечения ригеля

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 уточняются при расчете плиты на изгиб от действия приложенной сверху местной нагрузки, а снизу – реактивного отпора кладки (рисунок 3.3). При этом местная нагрузка считается равномерно распределенной по площади

$$\text{смятия } A'_c = \frac{2}{3} c_{пл} b_p [7].$$

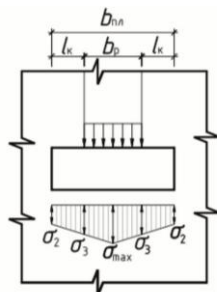
Наибольшие напряжения и напряжения на краю опорной плиты (см. рисунок 3.3) вычисляются по формулам [7]:

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{A'_c} \left( 1 + \beta_1^2 \right); \quad (3.16)$$

$$\sigma_2 = \frac{N_c}{A'_c} (1 - \beta_1^2), \quad (3.17)$$

где  $\beta_1 = \frac{b_{пл}}{\pi H_{эКВ} + b_p}$ .

Рисунок 3.3 – Распределение напряжений в опорном узле вдоль стены



При вылете плиты  $l_k$  за пределы опирания ригеля большим полуторной высоты плиты  $l_k > 1,5h_{пл}$  необходимо произвести ее расчет на продавливание (п. 8.4.3 [6]), проверить прочность на действие поперечных сил, как элемента без поперечного армирования (п. 8.2.1 [6]), и на местное сжатие (смятие) по п. 8.4.1 [6].

### 3.4 Расчет опорного узла на центральное сжатие

Расчет производится по формуле

$$\frac{N_{Edc}}{A_b} \leq 1,5 f_d, \quad (3.18)$$

где  $N_{Edc}$  – расчетное значение вертикальной сосредоточенной нагрузки, передаваемое ригелем через распределительную плиту на стену, включая собственный вес распределительной плиты;

$A_b = b_{пл}c_{пл}$  – площадь опирания железобетонной распределительной плиты на стену в опорном узле.

### 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

$$N_{ан} = \frac{M_{Edf} + M_{Edu}}{h} + 0,01N, \quad (3.19)$$

где  $M_{Edf}$  и  $M_{Edu}$  – значения изгибающих моментов от расчетных нагрузок на ширине, равной расстоянию между анкерами, подставляются по абсолютной величине (рисунки 2.1 и 3.4), в курсовом проекте – в месте опирания ригеля на ширине, равной расстоянию между ригелями;

$h$  – высота в свету стены (в пределах этажа);

$N$  – расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

Расчет крепления анкеров к ригелю (определение катета  $k_f$  и длины  $l_w$  швов, рисунок 3.5) производится аналогично расчету крепления стыковых стержней в опорном стыке ригеля (подразд. 3.7 [10]).

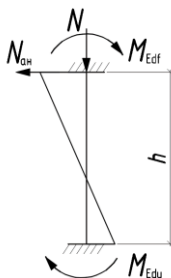


Рисунок 3.4 – Определение усилия в анкере в уровне перекрытия от изгибающих моментов

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  $45^\circ$  (рисунок 3.5).

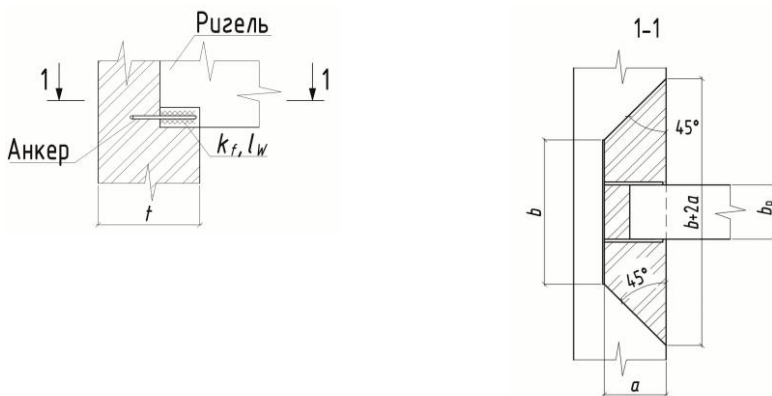


Рисунок 3.5 – Анкерка кирпичной стены к ригелю перекрытия

Расчетное усилие в анкере должно удовлетворять условию

$$N_{\text{ан}} \leq 2a(a+b)f_{vd}, \quad (3.20)$$

где  $a$  – глубина заделки анкера;

$b$  – длина поперечного штыря анкера;

$f_{vd}$  – расчетное значение прочности на срез неармированной каменной кладки;  $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ ;

$f_{vk}$  – характеристическое значение прочности на срез каменной кладки

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (3.21)$$

где  $f_{vk0}$  – характеристическое значение прочности на срез каменной кладки при отсутствии сжимающей нагрузки. Величина  $f_{vk}$  не должна превышать  $0,065f_b$  или  $f_{vl}$  (таблица А.6);

$\sigma_d$  – расчетное напряжение сжатия в направлении, перпендикулярном направлению усилия среза в рассматриваемом сечении элемента.

$\sigma_d$  равно среднему значению эпюры напряжения в сжатой части сечения при соответствующем сочетании нагрузок.

При назначенной глубине заделки анкера  $a$ , длину поперечного штыря анкера определяем из формулы (3.20):

$$b = \frac{N_{\text{ан}}}{2af_{vd}} - a. \quad (3.22)$$

## 4 РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО СТОЛБА

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

Столб рассчитываем как центрально сжатый элемент. Предварительно задаемся размерами поперечного сечения столба, приняв их кратными соответствующим размерам кирпича (камня), с соблюдением допускаемой гибкости.

Допускаемое отношение эффективной высоты столба к его эффективной

толщине  $\frac{h_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} \leq 27$ , тогда  $t_{\text{eff}} \geq \frac{h_{\text{eff}}}{27}$ . Эффективная высота столба подвала и

первого этажа здания без подвала  $h_{\text{eff}} = h$  ( $\rho_2 = 1$ ). Эффективная высота столба первого этажа здания с подвалом  $h_{\text{eff}} = 0,75h$  ( $\rho_2 = 0,75$ , так как столб име-

ет по верхнему и нижнему обреза опоры в виде ригелей перекрытия, расположенных с двух сторон столба на одном уровне). Эффективная толщина столба равна фактической толщине каменной кладки  $t_{eff} = t$ , так как кладка сплошная.

Расчет производится в следующей последовательности:

1 Из условия допускаемой гибкости определяем толщину  $t$  и площадь поперечного сечения столба  $A = t^2$ .

2 Назначаем размеры ячеек, диаметр арматуры, шаг сеток и определяем коэффициент армирования каменной кладки  $\rho_m$  по формуле (2.8).

3 Определяем расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \leq 2f_d. \quad (4.1)$$

4 Определяем расчетное сопротивление сжатию сечения столба

$$N_{Rd} = \Phi_s f_{dr} A, \quad (4.2)$$

где  $\Phi_s$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения столба, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \left( \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \right)^2. \quad (4.3)$$

5 Проверяем предельное состояние несущей способности выполнением условия, при котором  $N_{Rd} \geq N_{Ed}$ . Если условие не выполняется, увеличиваем поперечное сечение столба или расчетное сопротивление армированной кладки.

## **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 производственного здания с подвалом при следующих исходных данных: размеры здания в плане  $12 \times 78$  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  $n = 4$ ; характеристическое значение переменной нагрузки на перекрытие  $p = 11$  кН/м<sup>2</sup>; район строительства г. Витебск, номер снегового района 2а, с высотой местности над уровнем моря  $A = 150,0$  м, характеристическое значение снеговой нагрузки  $s_k = 1,45 + 0,6(150 - 125) / 100 = 1,6$  кН/м<sup>2</sup>; толщина

наружной стены  $t = 510$  мм; ширина расчетного простенка  $b = 1,4$  м; принимаем по два оконных проема в каждом шаге шириной  $b_{\text{пр}} = 1,8$  м и высотой  $h_{\text{пр}} = 2,4$  м; материалы каменной кладки: кирпич керамический полнотелый I категории, 1-й группы, марки 75, с нормированной прочностью на сжатие  $f_b = 10$  МПа; класс строительного раствора заданного состава М5; класс контроля производства работ I; кладка сплошная, плотность кладки  $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>.

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

Стена однослойная, расчетная (эффективная) толщина стены принимается равной фактической толщине  $t$  каменной кладки  $t_{\text{eff}} = 510$  мм.

Высота перекрытия составляет 900 мм (ригель – 600 мм, плита с круглыми пустотами – 220 мм, пол – 80 мм). Высота этажа 5,4 м, тогда высота стены в свету для здания с подвалом – это расстояние от верха ригеля перекрытия подвала до низа ригеля перекрытия 1-го этажа

$$h = 5,4 - 0,9 + 0,3 = 4,8 \text{ м.}$$

Для здания без подвала – это расстояние от обреза фундамента до низа ригеля перекрытия 1-го этажа.

Расчетная (эффективная) высота стены  $h_{\text{eff}} = \rho_2 h = 1,0 \cdot 4,8 = 4,8$  м.

Здесь  $\rho_2 = 1,0$ , так как эксцентриситет приложения нагрузки по верхнему обрезу стены не превышает 1/4 толщины стены,  $t / 4 = 510 / 4 = 127,5$  мм  $>$   $a / 2 = 250 / 2 = 125$  мм.  $a$  – расстояние от наружной поверхности стены до торца ригеля,  $a = 250$  мм.

Проверяем гибкость стены, подверженной действию преимущественно вертикальных нагрузок, которая не должна превышать 27.

$$\frac{h_{\text{eff}}}{t_{\text{eff}}} = \frac{4,8}{0,51} = 9,4 < 27,$$

гибкость меньше допустимой, значит толщина стены достаточная.

## 5.3 Определение расчетных усилий

Расчетное значение нагрузки от собственного веса 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

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

б) участка стены от низа ригеля покрытия до верха плит покрытия высотой  $0,6 + 0,22 = 0,82$  м

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

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

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

г) заполнения оконных проемов  $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^2$

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

д) участка стены между низом опирания ригеля первого этажа и верхом оконного проема (сечение I–I) высотой 1,2 м

$$G_{d,5} = 1,35 \cdot 1,2 \cdot 3,2(0,51 + 0,02) \cdot 18 = 49,5 \text{ кН};$$

е) участка стены высотой равной высоте ригеля

$$G_{d,6} = 1,35 \cdot 0,6 \cdot 3,2 \cdot (0,51 + 0,02) \cdot 18 = 24,7 \text{ кН};$$

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

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

Подсчет нагрузок, действующих на простенок стены от собственного веса покрытия и перекрытия, приведен в таблицах 5.1 и 5.2 соответственно.

По полученным данным вычисляем вертикальные нагрузки на простенок в расчетных сечениях (рисунок 5.2).

Рассматриваем два основных сочетания:

– первое сочетание:

$$N_{Ed,1} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0,i} Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{d,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{d,i};$$

– второе сочетание:

$$N_{Ed,2} = \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_{Q2} Q_{k,2} + \gamma_{Q,1} \Psi_{0,1} Q_{k,1} = \sum_{j \geq 1} \xi G_{d,j} + Q_{d,2} + \Psi_{0,1} Q_{d,1}.$$

Здесь  $\psi_{0,1} = 0,6$  – коэффициент сочетания для снеговой нагрузки;  $\psi_{0,2} = 1,0$  – коэффициент сочетания для нагрузки на перекрытие производственных зданий;

$\xi = 0,85$  – понижающий коэффициент для неблагоприятного постоянного воздействия. В качестве доминирующей временной нагрузки принимаем нагрузку на перекрытие.

Таблица 5.1 – Нагрузки на стену, передаваемые с покрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки, кН		
	характеристическая	частный коэффициент, $\gamma_G$	расчетная
<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	$3 \cdot 18 = 54$	1,2	64,8
7 Ригель ( $b = 30 \text{ см}, h = 60 \text{ см}$ )	$0,3 \cdot 0,6 \cdot 6 \cdot 25/2 = 13,5$	1,2	16,2
И т о г о	$G_{k,7} = 101,52$		$G_{d,7} = 126,9$
<i>Временные</i>			
8 Полная снеговая, $\mu_1^*$	$Q_{k,1} = 0,8 \cdot 1,6 \cdot 18 = 23$	$\gamma_Q = 1,5$	$Q_{d,1} = 34,5$
* $\mu_1$ – коэффициент формы снеговой нагрузки, при угле наклона покрытия $\alpha \leq 30^\circ \mu_1 = 0,8$ .			

Таблица 5.2 – Нагрузки на стену, передаваемые с перекрытия

Вид нагрузки	Величина нагрузки, кН		
	характеристическая	частный коэффициент, $\gamma_G$	расчетная
<i>Постоянные</i>			
1 Пол	$0,5 \cdot 18 = 9,0$	1,35	12,15
2 Плита перекрытия	$3 \cdot 18 = 54$	1,2	64,8
3 Ригель ( $b = 30 \text{ см}, h = 60 \text{ см}$ )	13,5	1,2	16,2
И т о г о	$G_{k,8} = 76,5$		$G_{d,8} = 93,15$
<i>Временные</i>			
4 Полная переменная нагрузка	$Q_{k,2} = 11 \cdot 18 = 198,0$	1,5	$Q_{d,2} = 297,0$

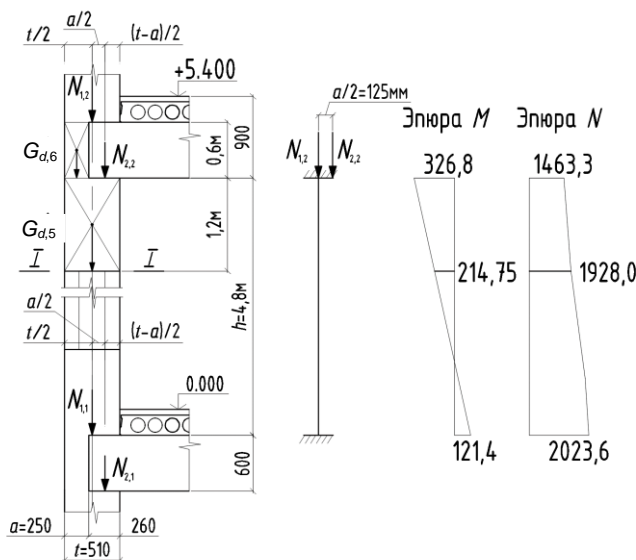


Рисунок 5.2 – К расчету простенка стены первого этажа.

Конструктивная и расчетная схема, эпюры продольных сил и изгибающих моментов

Вертикальные нагрузки на простенок в расчетных сечениях составляют:

$$\begin{aligned}
 N_{1,1(1)} &= G_{d,1} + G_{d,2} + nG_{d,3} + nG_{d,4} - G_{d,6} + G_{d,7} + nG_{d,8} + n\alpha_n \psi_{0,2} Q_{d,2} + \psi_{0,1} Q_{d,1} = \\
 &= 17,5 + 32,5 + 4 \cdot 166,9 + 4 \cdot 2,9 - 24,7 + 126,9 + 3 \cdot 93,15 + 3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 297,0 + \\
 &+ 0,6 \cdot 34,5 = 2023,6 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{1,2(1)} &= G_{d,1} + G_{d,2} + nG_{d,3} + nG_{d,4} - G_{d,6} + G_{d,7} + nG_{d,8} + n\alpha_n \psi_{0,2} Q_{d,2} + \psi_{0,1} Q_{d,1} = \\
 &= 17,5 + 32,5 + 3 \cdot 166,9 + 3 \cdot 2,9 - 24,7 + 126,9 + 2 \cdot 93,15 + 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 297,0 + \\
 &+ 0,6 \cdot 34,5 = 1463,3 \text{ кН.}
 \end{aligned}$$

$$N_{2,1(1)} = N_{2,2(1)} = G_{d,8} + \alpha_n Q_{d,2} = 93,15 + 1,0 \cdot 297,0 = 390,15 \text{ кН.}$$

Значение индекса вертикальной нагрузки в скобках соответствует номеру основного сочетания. В нашем случае наиболее невыгодным является первое основное сочетание.

Для колонн и стен общее значение эксплуатационных нагрузок на перекрытиях от нескольких этажей может быть уменьшено умножением на понижающий коэффициент  $\alpha_n$ , зависящий от числа учитываемых в расчете полностью загруженных перекрытий  $n$  над рассматриваемым сечением. Коэффициент  $\alpha_n$  определяется по формуле (6.2) [8]

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}, (n > 2).$$

В соответствии с таблицей А.1 [9], в нашем случае  $\alpha_n = 1$ , так как для производственных зданий  $\psi_0 = 1,0$ . Для жилых и общественных зданий  $\psi_0 = 0,7$ .

Определим изгибающие моменты в расчетных сечениях

$$M_{Edf} = N_{2,2} \frac{a}{2} + N_{1,2} \left( \frac{t+a}{4} \right) = 390,15 \frac{0,25}{2} + 1463,3 \left( \frac{0,51+0,25}{4} \right) = 326,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{Edu} = N_{1,1} \left( \frac{t-3a}{4} \right) = 2023,6 \left( \frac{0,51-3\cdot 0,25}{4} \right) = -121,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Расчетным сечением простенка является сечение I-I (на расстоянии 3,6 м от верха ригеля перекрытия подвала), как имеющее наименьшую площадь поперечного сечения.

Расчетная вертикальная (продольная) сила в сечении I-I

$$N_{Ed,I-I} = N_{1,2} + N_{2,2} + G_{d,5} + G_{d,6} = 1463,3 + 390,5 + 49,5 + 24,7 = 1928,0 \text{ кН}.$$

Расчетный изгибающий момент в сечении I-I

$$\begin{aligned} M_{Ed,I-I} &= \frac{(M_{Edf} + M_{Edu}) \cdot 3,6}{h_{eff}} - M_{Edu} = \\ &= \frac{(326,8 + 121,4) \cdot 3,6}{4,8} - 121,4 = 214,75 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

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

Прочность простенка обеспечена, если выполняется условие

$$N_{Ed,I-I} \leq N_{Rd,I-I}.$$

Величину  $N_{Rd,I-I}$  определяем по формуле (2.4), где  $\Phi$  определяется по формуле (2.5), а  $e_i$  по формуле (2.6)

$$e_i = \frac{M_{Ed,I-I}}{N_{Ed,I-I}} + e_{he} + e_{init} = \frac{214,75}{1928,0} + 0 + 0,01 = 0,12 \text{ м} > 0,05 \cdot 0,51 = 0,0255 \text{ м}.$$

Здесь  $e_{he} = 0$ , ветровая нагрузка не учитывается;

$$e_{init} = h_{eff} / 450 = 4,8 / 450 = 0,01 \text{ м};$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,12}{0,51} = 0,53.$$

Характеристическое значение прочности на сжатие  $f_k$  определяем по таблице А.2 для каменной кладки из керамических изделий 1-й группы, марки 75, с нормированной прочностью на сжатие  $f_b = 10$  МПа и класса стандартного раствора заданного состава М5,  $f_k = 3,2$  МПа. Расчетное значение прочности на сжатие  $f_d = f_k / \gamma_M = 3,2 / 2 = 1,6$  МПа. Коэффициент  $\gamma_M$  принимаем по таблице А.1 для I класса контроля производства работ  $\gamma_M = 2,0$ .

$$N_{Rd,I-I} = \Phi b t f_d = 0,53 \cdot 1,4 \cdot 0,51 \cdot 1,6 \cdot 10^3 = 605,5 \text{ кН.}$$

$$N_{Rd,I-I} = 605,5 \text{ кН} \leq N_{Ed,I-I} = 1928,0 \text{ кН.}$$

Прочность простенка в расчетном сечении I-I не обеспечена.

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

Требуемое расчетное сопротивление кладки сжатию

$$f_d^{\text{TP}} = \frac{N_{Ed,I-I}}{\Phi b t} = \frac{1928,0 \cdot 10^{-3}}{0,53 \cdot 1,4 \cdot 0,51} = 5,1 \text{ МПа.}$$

Тогда требуемое характеристическое значение прочности кладки на сжатие  $f_k^{\text{TP}} = f_d^{\text{TP}} \cdot \gamma_M = 5,1 \cdot 2 = 10,2$  МПа. Такое значение прочности на сжатие будет для кладки из керамических изделий 1-й группы, с нормированной прочностью на сжатие  $f_b = 30$  МПа и класса стандартного раствора заданного состава М20,  $f_k = 10,6$  МПа  $> f_k^{\text{TP}} = 10,2$  МПа.

Возможно также увеличение ширины простенка или 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

Требуемое расчетное сопротивление армированной каменной кладки на сжатие не должно превышать удвоенной прочности неармированной каменной кладки на сжатие  $f_{dr}^{\text{TP}} \leq 2 f_d$ . В нашем случае  $f_{dr}^{\text{TP}} = 5,1$  МПа  $\geq 2 f_d = 2 \cdot 1,6 = 3,2$  МПа, поэтому увеличиваем нормированную прочность кирпича до  $f_b = 25$  МПа (марка 200) и класс стандартного раствора заданного состава до М20, чтобы  $2 f_d$  было больше  $f_{dr}^{\text{TP}}$ . Для кирпича марки 200 на растворе М20  $f_k = 9,4$  МПа, тогда  $f_d = f_k / \gamma_M = 9,4 / 2 = 4,7$  МПа,  $f_{dr}^{\text{TP}} = 5,1$  МПа  $< 2 f_d = 9,4$  МПа.

Для армирования кладки принимаем сетку из проволоки  $\varnothing 5$  мм класса S500,  $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435$  МПа. Площадь поперечного сечения проволоки  $A_{st} = 0,196 \text{ см}^2$ . Толщина растворных швов с учетом защитного слоя, который не должен быть меньше 5 мм, составит 20 мм. Расстояние между стержнями арматурной сетки принимаем  $a_1 = a_2 = 30$  мм (3 см), при армировании через один горизонтальный шов расстояние между арматурными сетками по высоте составит  $s = 160$  мм (16 см), толщина неармированных растворных швов 10 мм.

Коэффициент армирования каменной кладки

$$\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} = \frac{0,196(3+3)}{3 \cdot 3 \cdot 16} = 0,0082.$$

Расчетное значение прочности на сжатие армированной каменной кладки  $f_{dr}$ , при эксцентриситете приложения нагрузки  $e = 0,12$  м и расстояния  $y = t / 2 = 0,51 / 2 = 0,255$  м

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left(1 - 2\frac{e}{y}\right) = 4,7 + 2 \cdot 0,0082 \cdot 435 \cdot \left(1 - 2\frac{0,12}{0,255}\right) = 5,12 \text{ МПа}.$$

Прочность армированного простенка в расчетном сечении I–I

$$N_{Rd,I-I} = \Phi b t f_{dr} = 0,53 \cdot 1,4 \cdot 0,51 \cdot 5,12 \cdot 10^3 = 1937,5 \text{ кН} > N_{Ed,I-I} = 1928,0 \text{ кН}.$$

Прочность кладки армированного простенка обеспечена.

## 5.6 Расчет кладки на местное сжатие

Проверку прочности простенка на местное сжатие производим по формуле (3.1) для неармированной каменной кладки.

Расчетное значение вертикальной сосредоточенной нагрузки, передаваемой ригелем на стену,  $N_{Edc} = G_{d,7} + Q_{d,2} = 93,15 + 297 = 390,15$  кН.

Расчетное значение сопротивления сжатию проверяемого сечения  $N_{Rdc}$  определяем по формуле (3.2). Площадь участка стены, на которую передается сосредоточенная нагрузка,  $A_b = c b_p = 0,26 \cdot 0,3 = 0,078 \text{ м}^2$  (рисунок 5.3). Расчетное значение прочности на сжатие неармированной каменной кладки  $f_{db} = 1,6$  МПа.

Коэффициент повышения сопротивления сжатию каменной кладки при действии сосредоточенной нагрузки  $\beta$  определяем по формуле (3.3). Расстояние от края стены до ближайшей границы участка приложения сосредоточенной нагрузки  $a_1 = (b - b_p) / 2 = (1,4 - 0,3) / 2 = 0,45$  м. Высота стены от опоры до плоскости приложения нагрузки  $h_c = 4,8$  м.

Расчетную (эффективную) площадь поперечного сечения стены, на которую распределяется сосредоточенная нагрузка,  $A_{eff}$ , определяем по формуле (3.4). Расчетная (эффективная) длина участка распределения сосредоточенной нагрузки под опорой, измеряемая в среднем сечении по высоте стены  $h_c / 2$ ,  $l_{eff,m} = b = 1,4$  м (рисунок 5.3).

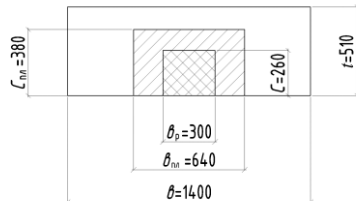
$$A_{eff} = l_{eff,m} t = 1,4 \cdot 0,51 = 0,714 \text{ м}^2,$$

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{eff}} \right) = \left( 1 + 0,3 \frac{0,45}{4,8} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{0,078}{0,714} \right) = 1,42,$$

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d = 1,42 \cdot 0,078 \cdot 1,6 \cdot 10^3 = 177,2 \text{ кН} < N_{Edc} = 390,15 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность простенка на местное сжатие не обеспечена. Выполним усиление опорного узла при помощи распределительной плиты.

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



## 5.7 Расчет распределительной плиты

### 5.7.1 Определение размеров плиты

Так как прочность кладки меньше действующей нагрузки, то принимаем длину плиты на 120 мм больше глубины заделки ригеля  $c_{пл} = 0,26 + 0,12 = 0,38$  м.

Если стена выполнена из кладочных изделий 1-й группы, то ширину плиты  $b_{пл}$  определяем по формуле (3.13):

$$b_{пл} = \frac{N_{Edc}}{c_{пл} f_d \left( 1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c} \right)} = \frac{390,15 \cdot 10^{-3}}{0,38 \cdot 1,6 \left( 1,2 + 0,4 \frac{0,45}{4,8} \right)} = 0,52 \text{ м}.$$

Увеличиваем ширину плиты до размеров кратных кирпичу и принимаем  $b_{пл} = 0,64$  м.

$$\text{Высота плиты } h_{пл} = (b_{пл} - b_p) / 2 = (0,64 - 0,3) / 2 = 0,17 \text{ м}.$$

Принимаем  $h_{пл} = 220$  мм, кратно размерам кирпича по высоте.

### 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. Модуль упругости железобетона плиты

$$E_{пл} = 0,85E_{cm} = 0,85 \cdot 24 \cdot 10^3 = 20,4 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Модуль упругости неармированной кладки

$$E_{ккл} = K_{ef}k = 1000 \cdot 3,2 = 3200 \text{ МПа.}$$

Момент инерции сечения плиты

$$I_{пл} = \frac{b_{пл}h_{пл}^3}{12} = \frac{0,64 \cdot 0,22^3}{12} = 5,68 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Размер плиты вдоль ригеля  $c_{пл} = 0,38$  м.

Эквивалентная высота плиты по формуле (3.6),  $d = b_{пл}$ ,

$$H_{\text{экв}} = 2\sqrt[3]{\frac{E_{пл}I_{пл}}{E_{ккл}b_{пл}}} = 2\sqrt[3]{\frac{20,4 \cdot 10^3 \cdot 5,68 \cdot 10^{-4}}{3200 \cdot 0,64}} = 0,36 \text{ м.}$$

$$s = \frac{\pi H_{\text{экв}}}{2} = \frac{3,14 \cdot 0,36}{2} = 0,56 \text{ м.}$$

$$a_1 = c_{пл} / 3 = 38 / 3 = 12,7 \text{ см} < s = 56 \text{ см};$$

$$a_2 = c_{пл} - a_1 = 38 - 12,7 = 25,3 \text{ см};$$

$a_1 = 12,7 \text{ см} > a_2 / 2 = 25,3 / 2 = 12,65 \text{ см}$ , расчет напряжений выполняем по формуле (3.9), схема № 3, таблица 6 [7]:

$$a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)} = \frac{(12,7 + 25,3)^4}{8(12,7^3 + 25,3^3)} = 14,3 \text{ см};$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{Ed}c}{2a_0b_p} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H_{\text{экв}}^2} \right) = \frac{390,15 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,143 \cdot 0,64} \left( 1 + 0,41 \frac{0,143^2}{0,36^2} \right) = 2,27 \text{ МПа.}$$

Для вычисления допускаемых напряжений вычисляем коэффициент повышения сопротивления сжатию каменной кладки при действии сосредоточенной нагрузки  $\beta (a_1 = (1,4 - 0,64) / 2 = 0,38 \text{ м}, h_c = 4,8 - 0,22 = 4,58)$ :

$$A_b = c_{пл} \cdot b_{пл} = 0,38 \cdot 0,64 = 0,243 \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{eff}} = l_{\text{eff},mt} = 1,4 \cdot 0,51 = 0,714 \text{ м}^2;$$

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{\text{eff}}} \right) = \left( 1 + 0,3 \frac{0,38}{4,58} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{0,243}{0,714} \right) = 1,15,$$

тогда допускаемые напряжения

$\sigma_{dc} = \beta f_d = 1,15 \cdot 1,6 \cdot 10^3 = 1,84$  МПа меньше максимальных напряжений  
 $\sigma_{\max} = 2,27$  МПа.

Длина опорной плиты для кладки без армирования не достаточная.

Для кладки с сетчатым армированием  $f_{dr} = 5,12$  МПа,

$$\sigma_{dc} = \beta f_{dr} = 1,15 \cdot 5,12 \cdot 10^3 = 5,9 \text{ МПа} > \sigma_{\max} = 2,27 \text{ МПа.}$$

Длина опорной плиты для кладки с армированием достаточная.

### 5.7.3 Проверка прочности опорной плиты

Вычислим напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены (см. рисунок 3.2, б).

Эквивалентная высота плиты по формуле (3.6),  $d = c_{пл}$ ,

$$H_{\text{экрв}} = 2 \sqrt[3]{\frac{E_{пл} I_{пл}}{E_{кл} c_{пл}}} = 2 \sqrt[3]{\frac{20,4 \cdot 10^3 \cdot 5,68 \cdot 10^{-4}}{3200 \cdot 0,38}} = 0,42 \text{ м.}$$

$$\text{Коэффициент } \beta_1 = \frac{0,64}{3,14 \cdot 0,42 + 0,3} = 0,4.$$

Максимальные напряжения (см. формулу 3.16), при

$$A'_c = \frac{2}{3} \cdot 0,38 \cdot 0,64 = 0,162 \text{ м}^2,$$

$$\sigma_1 = \frac{390,15 \cdot 10^{-3}}{0,162} (1 + 0,4^2) = 2,79 \text{ МПа.}$$

Напряжения по краю опорной плиты (см. формулу 3.17)

$$\sigma_2 = \frac{390,15 \cdot 10^{-3}}{0,162} (1 - 0,4^2) = 2,02 \text{ МПа.}$$

Напряжение на грани ригеля

$$\sigma_3 = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \frac{b_{пл} - b_p}{b_{пл}} = 2,02 + (2,79 - 2,02) \cdot \frac{0,64 - 0,3}{0,64} = 2,43 \text{ МПа.}$$

Максимальный изгибающий момент в плите при выносе консоли  $l_k$

$$l_k = \frac{b_{пл} - b_p}{2} = \frac{0,64 - 0,3}{2} = 0,17 \text{ м}$$

$$M_{\max} = \frac{c_{пл} l_k^2}{6} (2\sigma_2 + \sigma_3) = \frac{0,38 \cdot 0,17^2}{6} (2 \cdot 2,02 \cdot 10^3 + 2,43 \cdot 10^3) = 11,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Эффективная высота плиты  $d = h_{пл} - c = 0,22 - 0,03 = 0,19$  м.

Здесь  $c = 30$  мм – расстояние от наружной плоскости плиты до центра тяжести арматуры.

Требуемая площадь арматуры класса S500,  $f_{yd} = 435$  МПа,

$$A_{s1} = \frac{M_{\max}}{0,9df_{yd}} = \frac{11,8}{0,9 \cdot 0,19 \cdot 435 \cdot 10^3} = 1,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $4\emptyset 8$  мм с шагом 110 мм,  $A_{s1} = 2,01 \text{ см}^2$ ,  $l_1 = 0,62$  м.

Арматура в перпендикулярном направлении  $4\emptyset 6$  мм класса S240 с шагом 200 мм,  $A_{s2} = 1,13 \text{ см}^2$ ,  $l_2 = 0,36$  м.

Опорную плиту армируем двумя горизонтальными сетками. Процент армирования по объему плиты

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{V_s}{V_{nl}} \cdot 100 \% = \frac{2(A_{s1}l_1 + A_{s2}l_2)}{b_{nl}ch_{nl}} \cdot 100 \% = \\ &= \frac{2(2,01 \cdot 10^{-4} \cdot 0,62 + 1,13 \cdot 10^{-4} \cdot 0,36)}{0,64 \cdot 0,38 \cdot 0,22} \cdot 100 \% = 0,62 \% > 0,5 \%. \end{aligned}$$

Так как консоли плиты  $l_k = 0,17$  м  $< h_{пл} = 0,22$  м, то среза не произойдет, прочность плиты на продавливание обеспечена.

#### 5.7.4 Проверка прочности плиты на сжатие

Проверим опорную плиту на местное сжатие в запас прочности без учета косвенного армирования (п. 8.4.1 [6]).

Прочность проверяется из условия

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

где  $\alpha_u$  – коэффициент, зависящий от распределения напряжений по площади смятия, равный

$$\alpha_u = \frac{1}{4} \left( 3 + \frac{\sigma_{u,\min}}{\sigma_{u,\max}} \right) = \frac{1}{4} \left( 3 + \frac{2,02}{2,79} \right) = 0,93 > 0,75; A_{c0} \text{ – площадь смятия,}$$

$$A_{c0} = b_p c_p = 0,3 \cdot 0,26 = 0,078 \text{ м}^2.$$

Расчетное сопротивление бетона смятию

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

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

$A_{c1} = c_p (b_p + 2c_p) = 0,26(0,3 + 2 \cdot 0,26) = 0,2132 \text{ м}^2$ ;  $k_c = 12,5$  – коэффициент эффективного бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном;  $k_f = 0,8$  (таблица 8.4, схема д) [6].

$$\omega_u = 1 + 12,5 \cdot 0,8 \cdot \frac{1,6}{20} \left( \sqrt{\frac{0,2132}{0,078}} - 1 \right) = 1,52 < \omega_{u,\max} = 2,5 \text{ (таблица 8.4, схема д) [6].}$$

$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12/1,6 = 7,5$  МПа, при расчете элементов на местное сжатие (смятие) частный коэффициент по бетону  $\gamma_c = 1,6$ .

Определим  $f_{cud} = 1,52 \cdot 7,5 = 11,4$  МПа, тогда

$$N_{Ed} = 390,15 \text{ кН} < \alpha_u f_{cud} A_{c0} = 0,93 \cdot 11,4 \cdot 10^3 \cdot 0,078 = 827,0 \text{ кН.}$$

Прочность плиты на местное сжатие обеспечена.

## 5.8 Расчет опорного узла на центральное сжатие

Расчет опорного узла на центральное сжатие производим по формуле (3.16). Расчетное значение вертикальной сосредоточенной нагрузки, передаваемой ригелем через распределительную плиту на стену, включая собственный вес распределительной плиты  $N_{Edc} = 390,15 + 1,2 \cdot 0,38 \cdot 0,64 \cdot 0,22 \cdot 25 = 391,75$  кН. Площадь опирания железобетонной распределительной плиты на стену в опорном узле  $A_b = 0,64 \cdot 0,38 = 0,2432 \text{ м}^2$ .

$$\frac{N_{Edc}}{A_b} = \frac{391,75 \cdot 10^{-3}}{0,2432} = 1,61 \text{ МПа} \leq 1,5 f_d = 1,5 \cdot 1,6 = 2,415 \text{ МПа.}$$

Прочность кладки под распределительной плитой обеспечена.

## 5.9 Расчет анкеров

Ширина грузовой площади равна расстоянию между анкерами (ригелями) – 6 м. Продольная вертикальная сила в уровне расположения анкера  $N = N_{1,2} + G_{d,6} = 1463,3 + 24,7 = 1488,0$  кН. Моменты в уровне низа ригеля перекрытия первого этажа  $M_{Edf} = 326,8$  кН·м и верха ригеля перекрытия подвала  $M_{Edu} = -121,4$  (см. рисунок 5.2).

Усилие в анкере по формуле (3.19):

$$N_{ан} = \frac{326,8 + |-121,4|}{4,8} + 0,01 \cdot 1488,0 = 108,26 \text{ кН.}$$

Принимаем анкера из арматуры класса S500

$$f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ МПа.}$$

Требуемая площадь поперечного сечения анкера

$$A_{ан} = \frac{N_{ан}}{f_{yd}} = \frac{93,4 \cdot 10^{-3}}{435} = 2,15 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,15 \text{ см}^2 > 0,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем два анкера общей площадью  $2\varnothing 12$  мм,  $A_{ан} = 2,26 \text{ см}^2$ .

Каждый анкер привариваем к закладной детали ригеля (см. рисунок 3.5) одним сварными швом длиной  $l_w = 100$  мм, катетом  $k_f = 6$  мм, расчетное сопротивление по металлу шва  $f_{wf} = 180$  МПа.

Несущая способность 2 сварных швов

$$2\gamma_c \beta_f k_f l_w f_{wf} = 2 \cdot 1,0 \cdot 7 \cdot 0,006 \cdot 0,1 \cdot 180 \cdot 10^3 = 151,2 \text{ кН} > N_s = 93,4 \text{ кН.}$$

Прочность крепления анкеров к ригелю обеспечена.

Характеристическое значение прочности на срез каменной кладки определяем по формуле (3.21):

$f_{vk0} = 0,1$  МПа, для кладки из керамических изделий на стандартном кладочном растворе с  $f_m = 5$  МПа (таблица А.6);

$$\sigma_d = \frac{N}{A} = \frac{1488,0 \cdot 10^{-3}}{0,51 \cdot 3,2} = 0,91 \text{ МПа.}$$

$$f_{vk} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,91 = 0,464 \text{ МПа} < 0,065 f_b = 0,065 \cdot 10 = 0,65 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение прочности кладки на срез

$$f_{vd} = 0,464 / 2 = 0,232 \text{ МПа.}$$

Принимаем глубину заделки анкера в кладке  $a = 38$  см, тогда требуемая длина поперечного стержня анкера по формуле (3.22)

$$b = \frac{N_{ан}}{2af_{vd}} - a = \frac{108,26 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,38 \cdot 0,212} - 0,38 = 0,29 \text{ м.}$$

Длину поперечного стержня анкера принимаем конструктивно  $b = 0,3 + 2 \cdot 0,2 = 0,7$  м.

## 6 ПРИМЕР РАСЧЕТА

### ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОГО КИРПИЧНОГО СТОЛБА

Расчет выполняем для кирпичного столба первого этажа.

Кирпичный столб выполняем из того же материала, что и стену с армированием (подраздел 5.5): кирпич керамический полнотелый I-категории, 1-й группы, с нормированной прочностью на сжатие  $f_b = 25$  МПа; класс строительного раствора заданного состава М20; расчетная прочность на сжатие с учетом армирования  $f_{dr} = 5,12$  МПа; класс контроля производства работ I; кладка сплошная, плотность кладки  $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ .

Нагрузка в расчетном сечении столба на расстоянии Н/3 от уровня пола 1-го этажа состоит из нагрузки от покрытия, 3 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 квадратного поперечного сечения столба из условия предельной гибкости равной 27:  $t = b = 4,8/27 = 0,18$  м. Тогда, исходя из минимально допустимой площади поперечного сечения несущих конструкций, принимаем столб сечением  $0,25 \times 0,25 = 0,0625 \text{ м}^2 > 0,04 \text{ м}^2$ .

Нагрузка от собственного веса покрытия  $G_n = 2G_{d,7} = 2 \cdot 126,9 = 253,8 \text{ кН}$  (см. таблицу 5.1).

Нагрузка от снега  $Q_{сн} = 2Q_{d,1} = 2 \cdot 34,5 = 69,0$  кН (см. таблицу 5.1).

Нагрузка от собственного веса перекрытия  $G_{пер} = 2G_{d,8} = 2 \cdot 93,15 = 186,3$  кН (см. таблицу 5.2).

Нагрузка от переменной нагрузки на перекрытие  $Q_{пер} = 2Q_{d,2} = 2 \cdot 297,0 = 594,0$  кН (см. таблицу 5.2).

Собственный вес столба с учетом штукатурки толщиной 20 мм

$$G_{ст} = 1,35 \cdot 5,4 \cdot 0,29^2 \cdot 18 \cdot \left(3 + \frac{2}{3}\right) = 40,5 \text{ кН.}$$

Усилие в расчетном сечении столба

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= G_n + nG_{пер} + G_{ст} + n\alpha_n\psi_{0,2}Q_{пер} + \psi_{0,1}Q_{сн} = \\ &= 253,8 + 3 \cdot 186,3 + 40,5 + 3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 594,0 + 0,6 \cdot 69,0 = 2676,6 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения столба, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки. Столб центрально сжат,  $e_i = e_{init} = 0,01$  м.

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,01}{0,25} = 0,92.$$

Требуемый размер поперечного сечения столба определяем из формулы (2.4)

$$t^{mp} = b^{mp} = \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Phi f_d}} = \sqrt{\frac{2676,6}{0,92 \cdot 5,12 \cdot 10^3}} = 0,75 \text{ м.}$$

Принимаем сечение столба  $0,77 \times 0,77$  м, кратно кирпичу.

Проверим несущую способность столба с принятыми размерами.

Собственный вес столба с учетом штукатурки толщиной 20 мм

$$G_{ст} = 1,35 \cdot 5,4 \cdot 0,81^2 \cdot 18 \cdot \left(3 + \frac{2}{3}\right) = 315,7 \text{ кН.}$$

Усилие в расчетном сечении столба

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= G_n + nG_{пер} + G_{ст} + n\alpha_n\psi_{0,2}Q_{пер} + \psi_{0,1}Q_{сн} = \\ &= 253,8 + 3 \cdot 186,3 + 315,7 + 3 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 594,0 + 0,6 \cdot 69,0 = 2941,8 \text{ кН.} \end{aligned}$$

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \frac{0,01}{0,77} = 0,97.$$

Несущая способность столба составит

$$N_{Rd} = \Phi_i b t f_d = 0,97 \cdot 0,77 \cdot 5,12 \cdot 10^3 = 2944,6 \text{ кН,}$$

что больше усилия в расчетном сечении столба, равном 2941,8 кН.

Несущая способность армированного столба первого этажа с принятыми размерами поперечного сечения обеспечена.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
(обязательное)

**ХАРАКТЕРИСТИЧЕСКИЕ ЗНАЧЕНИЯ  
ПРОЧНОСТИ КАМЕННЫХ КЛАДОК НА СЖАТИЕ**

*Таблица А.1 – Значения частного коэффициента  $\gamma_M$  для характеристик свойств материалов (таблица 5.1 сокращенная [1])*

Материал	Коэффициент $\gamma_M$ для класса контроля производства работ	
	I	II
Кладочные изделия I категории для каменной кладки: – на кладочном растворе заданного качества – на кладочном растворе заданного состава	1,7 2,0	2,2 2,5
Кладочные изделия II категории для каменной кладки	2,2	2,7

*Таблица А.2 – Характеристические значения прочности на сжатие  $f_k$  каменной кладки из керамических кладочных изделий 1-й группы (таблица 6.4 сокращенная [1])*

$f_b$	$f_k$ для стандартного кладочного раствора, класса по прочности на сжатие, МПа				
	M1	M2,5	M5	M10	M20
6	1,4	1,8	2,3	2,8	–
8	1,7	2,3	2,8	3,4	–
10	2,0	2,6	3,2	4,0	4,9
12	2,3	3,0	3,7	4,5	5,6
16	2,8	3,7	4,5	5,6	6,8
20	3,3	4,3	5,3	6,5	8,0
25	3,8	5,0	6,2	7,6	9,4
30	4,3	5,7	7,0	8,6	10,6
50	6,2	8,1	10,0	12,3	15,2

*Таблица А.3 – Характеристические значения прочности на сжатие  $f_k$  каменной кладки из керамических кладочных изделий 2-й группы (таблица 6.5 сокращенная [1])*

$f_b$	$f_k$ для стандартного кладочного раствора, класса по прочности на сжатие, МПа				
	M1	M2,5	M5	M10	M20
4	0,9	1,2	–	–	–
6	1,2	1,6	2,0	–	–

Окончание таблицы А.3

$f_b$	$f_k$ для стандартного кладочного раствора, класса по прочности на сжатие, МПа				
	M1	M2,5	M5	M10	M20
8	1,5	2,0	2,4	–	–
10	1,8	2,3	2,8	3,5	–
12	2,0	2,6	3,2	4,0	–
16	2,4	3,2	4,0	4,9	–
20	2,8	3,8	4,6	5,7	7,0
25	3,3	4,4	5,4	6,6	8,2
30	3,8	5,0	6,1	7,8	9,3

Таблица А.4 – Характеристические значения прочности на сжатие  $f_k$  каменной кладки из силикатных кладочных изделий 1-й группы (таблица 6.6 сокращенная [1])

$f_b$	$f_k$ для стандартного кладочного раствора, класса по прочности на сжатие, МПа				
	M1	M2,5	M5	M10	M20
6	1,4	1,8	2,3	2,8	–
8	1,7	2,3	2,8	3,4	–
10	2,0	2,6	3,2	4,0	4,9
12	2,3	3,0	3,7	4,5	5,6
16	2,8	3,7	4,5	5,6	6,8
20	3,3	4,3	5,3	6,5	8,0
25	3,8	5,0	6,2	7,6	9,4
30	4,3	5,7	7,0	8,6	10,6
50	6,2	8,1	10,0	12,3	15,2

Таблица А.5 – Характеристические значения прочности на сжатие  $f_k$  каменной кладки из силикатных кладочных изделий 2-й группы (таблица 6.7 сокращенная [1])

$f_b$	$f_k$ для стандартного кладочного раствора, класса по прочности на сжатие, МПа				
	M1	M2,5	M5	M10	M20
4	0,9	1,2	–	–	–
6	1,2	1,6	2,0	–	–
8	1,5	2,0	2,4	–	–
10	1,8	2,3	2,8	3,5	–
12	2,0	2,6	3,2	4,0	–
16	2,4	3,2	4,0	4,9	–
20	2,8	3,8	4,6	5,7	7,0
25	3,3	4,4	5,4	6,6	8,2
30	3,8	5,0	6,1	7,6	9,3

Таблица А.6 – Характеристические значения прочности на срез (при сдвиге)  $f_{vk0}$  и предельные значения  $f_{vfk}$  каменной кладки (таблица 6.13 сокращенная [1])

Вид кладочных изделий	$f_{vk0}$ , МПа, для стандартного кладочного раствора		$f_{vfk}$ , МПа	
			для кладочных изделий	
	$f_m$	$f_{vk0}$	1-й группы	2-й группы
Керамические	15; 20	0,35	1,9	1,6
	5; 10	0,2	1,8	1,4
	1; 2,5	0,1	1,0	0,9
Силикатные	15; 20	0,2	0,065 $f_b$ , но не менее $f_{vk0}$	
	5; 10	0,15		
	1; 2,5	0,1		

## Список литературы

1 СП 5.02.01-2021. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные правила РБ. – Введ. 01.04.2021. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2021. – 115 с.

2 СТБ 1160-99. Кирпич и камни керамические. – Взамен ГОСТ 530-95 и ГОСТ 7484-78 ; введ. 01.04.2000. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 1999. – 47 с.

3 СТБ 1228-2000. Кирпич и камни силикатные лицевого и рядовые. – Взамен ГОСТ 379-95 ; введ. 01.01.2001. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2000. – 17 с.

4 СТБ 1117-98. Блоки из ячеистых бетонов стеновые. – Взамен ГОСТ 21520-89 ; введ. 01.04.1999. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 1999. – 29 с.

5 СТБ 1307-2012. Смеси растворные и растворы строительные. – Взамен СТБ 1307-2002 ; введ. 01.01.2013. – Минск : Минстройархитектуры, 2012. – 38 с.

6 СП 5.03.01-2020 Бетонные и железобетонные конструкции. – Введ. 16.09.2020. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2020. – 236 с.

7 Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП П-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М. : ВДПП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

8 СН 2.01.02-2025. Воздействия на конструкции. Общие воздействия. Объемный вес, собственный вес. – Взамен СН 2.01.02-2019 ; введ. 16.12.2025. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2025. – 46 с.

9 СН 2.01.01-2022. Основы проектирования и строительных конструкций. – Введ. 30.06.2022. – Минск : М-во архитектуры и строит. Респ. Беларусь, 2020. – 60 с.

10 **Талецкий, В. В.** Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания : учеб.-метод. пособие / В. В. Талецкий ; М-во трансп. и коммуникаций Респ. Беларусь, Белорус. гос. ун-т трансп. – Гомель : БелГУТ, 2025. – 105 с.

Учебное издание

*ТАЛЕЦКИЙ Валентин Васильевич*

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

Пособие

Редактор *Е. Г. Привалова*

Технический редактор *В. Н. Кучерова*

Подписано в печать 31.03.2026. Формат 60×84<sup>1</sup>/<sub>16</sub>.  
Бумага офсетная. Гарнитура Times. Печать на ризографе.  
Усл. печ. л. 2,56. Уч.-изд. л. 2,17. Тираж 100 экз.  
Зак. № 484. Изд. № 2.

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.

№ 3/1583 от 14.11.2017.

Ул. Кирова, 34, 246653, г. Гомель

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

**Кафедра строительной механики,  
геотехники и строительных конструкций**

**В. В. ТАЛЕЦКИЙ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ  
КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

**Гомель 2026**

