

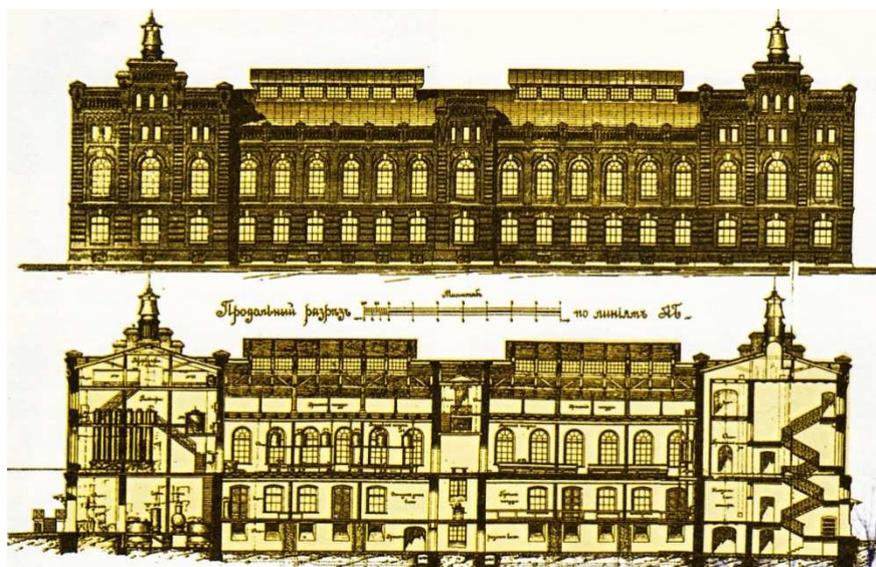
Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего  
образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

---

Л. И. Труш, Д. А. Ламзин

# ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Учебно-методическое пособие



Нижегород  
2016

---

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

Л. И.Труш, Д. А. Ламзин

## Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций

Утверждено редакционно-издательским отделом университета  
в качестве учебно-методического пособия

Нижний Новгород  
ННГАСУ  
2016

ББК 38.5  
Т 77  
Л 21  
УДК 624.012

*Публикуется в авторской редакции*

Рецензенты:

*Черкасов В.Д.* – д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой прикладной механики ФГБОУ ВО «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва»  
*Тамов М.А.* – кандидат техн. наук, доцент, заведующий кафедрой строительных конструкций ФГБОУ ВО «Кубанский государственный технологический университет»

Труш Л. И. Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций [Электронный ресурс]: учебно - метод. пособие / Л.И.Труш, Д.А. Ламзин; Нижегород. гос. архитектур. - строит. ун-т. –Н.Новгород: ННГАСУ, 2016. – 60с. 1 электрон. опт. диск (DVD-RW) ISBN 978-5-528-00144-9

Пособие разработано в соответствии с действующими правилами проектирования каменных и армокаменных конструкций – СП 15. 13330.2012. При рассмотрении вопросов, не отраженных в данном нормативном документе, использовано пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций к СНиП II-22-81 и другие источники.

Приведены примеры расчета каменных и армокаменных конструкций прямоугольного и таврового сечений по первой и второй группам предельных состояний. Рассмотрены расчеты каменных конструкций, усиленных разными типами обоям: стальной, железобетонной и армированной штукатурной. Приведены примеры расчета напряжений в кладке от сосредоточенной местной нагрузки.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство, профилю Промышленное и гражданское строительство и специальности 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений, при решении задач на практических занятиях по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции», а также для инженерно-технических работников строительных организаций.

## Введение

Учебно-методическое пособие к практическим занятиям по курсу «Железобетонные и каменные конструкции» в разделе «Каменные и армокаменные конструкции» состоит из отдельных задач, сгруппированных в самостоятельные учебно-исследовательские работы (УИР) с целью более глубокого освоения теоретического материала, правильного применения расчетных формул, понимания работы конструкций, а также развития способности анализировать результаты расчёта и формулировать выводы.

Примеры расчета согласуются с учебным планом и программой подготовки студентов по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений» и направлению 08.03.01 «Строительство».

В **первой** УИР исследуется изменение несущей способности центрально нагруженного кирпичного столба в зависимости от прочности кирпича и раствора (**Пример 1.1**). При выполнении данного задания закрепление материала происходит в результате неоднократного использования одних и тех же расчетных формул с изменяющимися значениями исходных данных. В каждом варианте расчета требуется определять и корректировать расчетные характеристики кирпичной кладки. Анализ и сравнение результатов оформляется в виде графиков или диаграмм. В конце задачи формулируются выводы.

В первой части **второй** УИР требуется запроектировать центрально сжатый кирпичный столб и определить его максимальную несущую способность. В дополнение к поставленной задаче требуется определить расход материалов: кирпича и раствора на данную конструкцию, выполнив в соответствии с требованиями норм раскладку кирпича (**Пример 2.1**). Во второй задаче (**Пример 2.2**) требуется запроектировать внецентренно-сжатый столб с соблюдением условий предельной гибкости и прочности по сжатой и растянутой зонам, т.е. по первой и второй группам предельных состояний.

В **третьей** УИР рассматривается влияние эксцентриситета приложения нагрузки на несущую способность неармированного и армированного сетками кирпичного столба.

Для неармированного столба величина эксцентриситета принимается:  $e_0 = 0$ ;  $e_0 = 0,17 h$ ; и  $e_0 = 0,35 h$  (**Пример 3.1**).

Для столба армированного сетками, несущая способность определяется при значениях эксцентриситета  $e_0 = 0$  и  $e_0 = 0,17 h$  (**Пример 3.2**).

Таким образом, рассматриваются “граничные” значения эксцентриситетов:  $e_0 = 0,17 h$  — точка приложения силы ещё находится в пределах ядра сечения, и  $e_0 = 0,35 h$  — ещё не требуется расчёт на образование и раскрытие трещин.

По результатам расчета требуется построить графики-диаграммы несущей способности для кирпичного столба без сетчатого армирования и столба армированного сетками. В выводах необходимо отметить влияние эксцентриситета на несущую способность каждого элемента, а также определить при каких эксцентриситетах наиболее эффективно сетчатое армирование.

В четвертой УИР выполняется расчет кирпичного простенка тавровой формы. Рассматриваются два возможных случая приложения нагрузки: со стороны ребра (Пример 4.1) и со стороны полки (Пример 4.2). Дополнительно проверяется необходимость расчета по образованию трещин в растянутой зоне сечения. В выводах анализируются полученные результаты расчетов в зависимости от схемы расположения нагрузки.

В пятой УИР выполняется расчет усиления кирпичного столба обоями трех типов: стальной (Пример 5.1), железобетонной (Пример 5.2) и армированной растворной (Пример 5.3). Исходные данные: размеры поперечного сечения столба, его высота, прочностные характеристики материалов кладки приняты по УИР-2. Предполагается, что при реконструкции сооружения на запроектированный ранее кирпичный столб нагрузка увеличивается на 60%, что требует его усиления.

Состояние конструкции и особенности передачи нагрузки для каждого варианта усиления принимается самостоятельно.

Перед выполнением данного задания рекомендуется изучить соответствующий раздел норм проектирования п. 5.34 — 5.37 [2].

#### **Элементы, усиленные обоймой**

**5.34.** Несущая способность существующих каменных конструкций (столбов, простенков, стен и др.) может оказаться недостаточной при реконструкции зданий, надстройках, а также при наличии дефектов в кладке. Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующей каменной кладки является включение ее в обойму. В этом случае кладка работает в условиях всестороннего сжатия, что значительно увеличивает ее сопротивляемость воздействию продольной силы.

Применяются три основных вида обойм: **стальные, железобетонные и армированные растворные.**

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются: процент поперечного армирования обоймы (хомутами), марка бетона или штукатурного раствора и состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

С увеличением процента армирования хомутами прирост прочности кладки растет непропорционально, а по затухающей кривой.

Опытами установлено, что кирпичные столбы и простенки, имеющие трещины, а затем усиленные обоями, полностью восстанавливают свою несущую способность.

**5.35.** Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см (рис. 10, а). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25-30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

**5.36.** Железобетонная обойма выполняется из бетона марок 150-200 (класс В10, В15) с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не свыше 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см (рис. 10, б).

**5.37.** Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50-100 (рис. 10, в).

В **шестой** УИР выполняется расчет на местное сжатие кирпичной стены с пилястрой под опорным участком железобетонной балки. Определяется распределение местных напряжений в плоскости изгиба балки и поперек пилястры. Расчетом определяется необходимость установки распределительной железобетонной подушки и её необходимые размеры (**Пример 6.1**).

В качестве дополнительного исследования предлагается изменить (уменьшить) вылет пилястры (например, на 120 мм) и выполнить расчет по приведенному алгоритму. Сравнить полученные результаты расчета и сформулировать выводы.

В примерах рекомендуется использовать следующие размерности численных величин, входящих в расчетные формулы:

- Расчетные сопротивления кирпичной кладки — МПа, (1 МПа= 1 Н/мм<sup>2</sup>).
- Расчетные сопротивления арматуры — МПа;
- Продольные сжимающие силы — Н (1 кН = 1000 Н).
- Изгибающие моменты — Н·мм (1 кН·м = 1·10<sup>6</sup> Н·мм).
- Линейные размеры сечения, высота элемента — мм.
- Площадь поперечного сечения — мм<sup>2</sup>.

Несмотря на относительную простоту расчётных формул при проектировании каменных и армокаменных конструкций необходимо правильно учитывать все возможные факторы, расчетные параметры, коэффициенты условий работы. Кроме этого необходимо обратить внимание на конструктивные требования по армированию отдельных наиболее нагруженных узлов при центральном и внецентренном приложении нагрузки.

Выполнив все задачи, представленные в учебно-исследовательских работах, после обобщения и анализа результатов расчета, можно определить главные факторы, влияющие на прочность каменных конструкций.

Опыт в расчетах позволит избежать ошибок при проектировании и строительстве зданий, приводящих к разрушениям и авариям, одна из которых произошла в Нижегородской области в 1991 году.

Общий вид разрушения здания и его отдельные фрагменты представлены на рис. 1...3.

Обрушение строящегося однопролетного одноэтажного промышленного здания с несущими кирпичными стенами произошло в результате многочисленных нарушений требований норм проектирования, отступлений от проектных решений без согласования изменений с проектной организацией, перегрузки конструкций покрытия.

При этом, кажущаяся на первый взгляд возможной и допустимой замена конструктивного решения, иногда приводит совершенно к противоположному результату, и, как следствие, к увеличению действующих усилий и напряжений в расчетном сечении.



Рис. 1. Разрушение строящегося одноэтажного промышленного здания в Нижегородской области. (10.11.1991 г. Фото. Л.И. Груша)

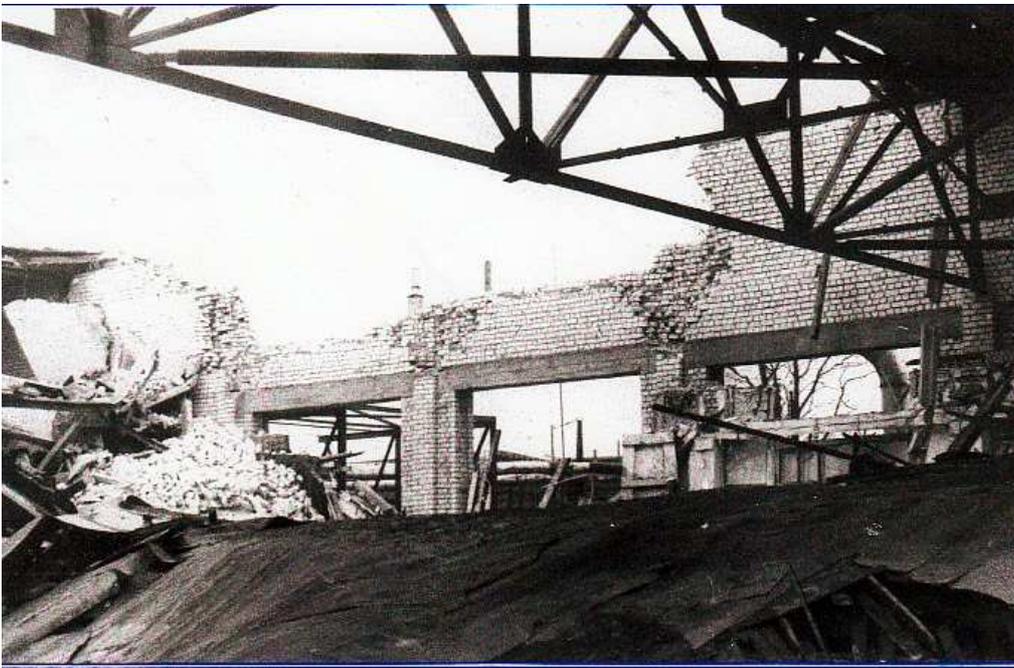


Рис. 2. Фрагмент обрушения конструкций покрытия.



Рис. 3. Обрушение кирпичных стен и конструкций покрытия

Основными причинами аварии строящегося кирпичного здания явились:

- ✓ Перегрузка конструкций крыши за счет изменения проектного решения;
- ✓ Изменение конструктивного решения узла опирания стальных ферм;
- ✓ Отсутствие железобетонных подушек и армирования опорных участков под стальными фермами пролетом 24 метра;
- ✓ Уменьшение вылета пилястры и как следствие увеличение эксцентриситета приложения нагрузки на кирпичный простенок;
- ✓ Низкое качество кирпичной кладки;
- ✓ Несоответствие прочностных характеристик материалов: кирпича и раствора принятым в проекте.
- ✓ Замена неравнополочных уголков опорного раскоса на равнополочные близкой к проектной площади при изготовлении фермы привела к увеличению гибкости и потери устойчивости наиболее нагруженного элемента.

Внутри строящегося цеха в момент строительства находилось действующее производство. По счастливой случайности никто не пострадал, поскольку авария произошла в выходной день.

На протяжении многих десятилетий камень является основным строительным материалом. Кирпичные дома отличались многообразием и архитектурной выразительностью фасадов.

По настоящее время на центральных улицах Нижнего Новгорода сохранились уникальные по архитектурным решениям кирпичные здания, построенные с середины XIX и в начале XX века. Фасады некоторых кирпичных зданий приведены в заключительной части пособия.

## Учебно-исследовательская работа № 1

### Пример 1.1. Влияние марок кирпича и раствора на несущую способность центрально-сжатого столба

Требуется определить несущую способность центрально-сжатого кирпичного столба с размерами сечения  $b \times h$  (в мм) и высотой  $H_{\text{ст}} = l_0$  (в м) при различных комбинациях марок кирпича и раствора.

1-й вариант. Марка кирпича - const, марка раствора – варьируется.

2-й вариант. Марка раствора - const, марка кирпича – варьируется.

Построить графики изменения несущей способности столба.

Сформулировать выводы по результатам расчета.

#### Исходные данные:

Размеры сечения столба:  $b = 510$  мм;  $h = 510$  мм.

Высота столба  $H = l_0 = 4,2$  м.

Для первого варианта:

Марка кирпича —  $R_1 = 200$ ; марка раствора —  $R_2 = 50, 100, 200$ .

Для второго варианта:

Марка кирпича —  $R_1 = 50, 100, 200$ ; марка раствора —  $R_2 = 50$ .

Вид кирпича — силикатный.

(Обозначения приняты по Пособию [2]:  $R_1$  – предел прочности камня при сжатии;  $R_2$  – предел прочности раствора).

#### Решение:

Прочность центрально сжатого столба определяется по формуле

$$N_{ult} = m_g \varphi R A$$

где  $m_g$  — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;

$R$  — расчетное сопротивление сжатию кладки;

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по п. 7.2 [1];

$A$  — площадь сечения элемента.

Коэффициент  $m_g = 1,0$  если наименьшая сторона столба не менее 30 см.

Площадь сечения столба

$$A = b \cdot h = 510 \cdot 510 = 26 \cdot 10^4 \text{ мм}^2 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2.$$

Согласно п. 6.12. [1] расчетные сопротивления кладки сжатию, приведенные в табл. 2 - 10 [1], следует умножать на коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0,8$ , если площадь сечения столбов и простенков  $0,3 \text{ м}^2$  и менее.

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки по табл. 2 [1].

а) для первого варианта применяемых материалов:

Марка кирпича $R_1$	Марка раствора $R_2$	$R$	$0,8 \cdot R$
200	50	$R^{\text{табл.}} = 2,2 \text{ МПа}$	1,76 МПа
200	100	$R^{\text{табл.}} = 2,7 \text{ МПа}$	2,16 МПа
200	200	$R^{\text{табл.}} = 3,2 \text{ МПа}$	2,56 МПа

б) для второго варианта применяемых материалов:

Марка кирпича $R_1$	Марка раствора $R_2$	$R$	$0,8 \cdot R$
50	50	$R^{\text{табл.}} = 1,0 \text{ МПа}$	0,8 МПа
100	50	$R^{\text{табл.}} = 1,5 \text{ МПа}$	1,2 МПа
200	50	$R^{\text{табл.}} = 2,2 \text{ МПа}$	1,76 МПа

Значение упругой характеристики неармированной кладки принимается по табл. 16 [1]. Для силикатного кирпича при марках раствора от 25...200 упругая характеристика  $\alpha = 750$ .

Отношение  $\lambda_h = l_0/h = 4200/510 = 8,2$ .

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  определяется по табл. 19 [1].

$\varphi = 0,89$  при  $\alpha = 750$  и  $\lambda_h = 8,2$ .

Несущая способность столба для первого варианта при постоянной марке кирпича  $R_1=200$  (рис. 4)

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 1,76 \cdot 26 \cdot 10^4 = 407264 \text{ Н} = 407,3 \text{ кН};$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 2,16 \cdot 26 \cdot 10^4 = 500000 \text{ Н} = 500,0 \text{ кН};$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 2,56 \cdot 26 \cdot 10^4 = 592611 \text{ Н} = 592,6 \text{ кН};$$

Несущая способность столба для второго варианта при постоянной марке раствора  $R_2=50$  (рис. 5)

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 0,80 \cdot 26 \cdot 10^4 = 185191 \text{ Н} = 185,2 \text{ кН};$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 1,20 \cdot 26 \cdot 10^4 = 277800 \text{ Н} = 277,8 \text{ кН};$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 1,76 \cdot 26 \cdot 10^4 = 407264 \text{ Н} = 407,3 \text{ кН};$$



Рис. 4. Влияние марки раствора на прочность сечения кирпичного столба

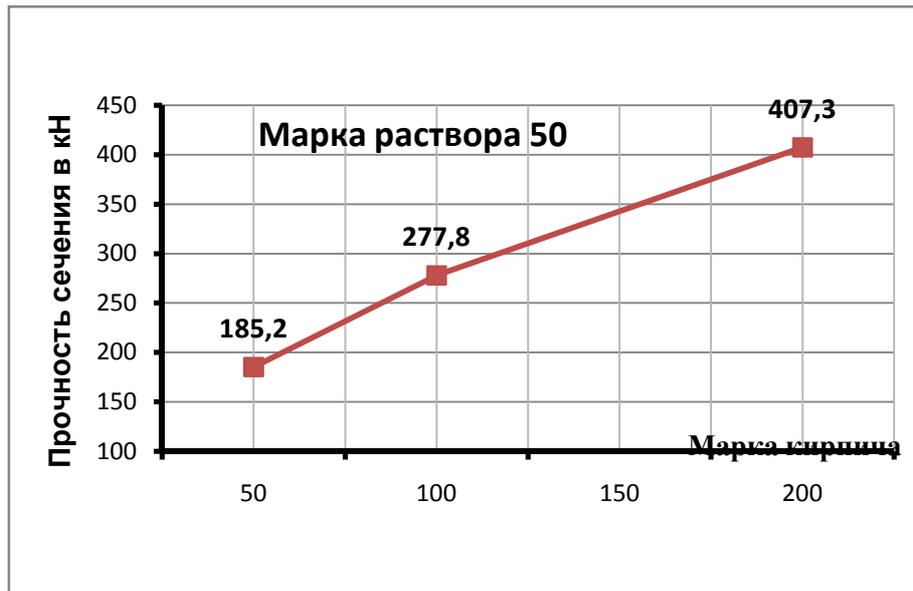


Рис. 5. Влияние марки кирпича на прочность сечения кирпичного столба

**Выводы:**

1. При изменении марки раствора от 50 до 200 и постоянной марке кирпича 200 несущая способность кирпичного столба увеличивается от 407,3 кН до 592,6 кН, т.е. примерно на 45%.
2. При изменении марки кирпича от 50 до 200 и постоянной марке раствора 50 несущая способность кирпичного столба увеличивается от 185,2 кН до 407,3 кН, т.е. примерно в 2,2 раза.
3. Несущая способность кирпичного столба в большей степени зависит от прочности кирпича, чем от прочности раствора.

## Учебно-исследовательская работа № 2

### Пример 2.1. Проектирование центрально-сжатого кирпичного столба

Требуется запроектировать центрально-сжатый кирпичный столб заданной высоты  $H_{эм} = l_0$  (в м) под расчетную нагрузку  $N$  (в кН) и определить максимальную несущую способность принятого сечения. Определить расход материалов для данного столба: количество кирпичей (шт.) и объем раствора (в  $\text{м}^3$ ) без учета наружного штукатурного слоя. Толщина горизонтальных швов 12 мм, вертикальных – 10 мм. Привести чертеж сечения с раскладкой кирпича по высоте столба.

#### Исходные данные:

Расчетная нагрузка  $N = 800$  кН.

Высота столба  $H = l_0 = 5,4$  м.

Марка кирпича — 100.

Марка раствора — 50.

Вид кирпича — силикатный одинарный.

#### Решение:

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки по табл. 2 [1]  $R = 1,5$  МПа.

Требуемая площадь сечения столба

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R}$$

Принимаем в первом приближении коэффициент  $m_g = 1$ , предполагая, что минимальный размер сечения столба будет больше 300 мм.

Задаемся коэффициентом продольного изгиба  $\varphi$  в пределах 0,80...0,95.

Принимаем  $\varphi = 0,85$ .

Упругая характеристика кладки по табл. 16 [1]  $\alpha = 750$ .

Вычисляем площадь сечения столба

$$A = \frac{N}{m_g \varphi R} = \frac{800000}{1 \cdot 0,85 \cdot 1,5} = 627451 \text{ мм}^2$$

Определяем размеры квадратного сечения

$$b = h = \sqrt{627451} = 792 \text{ мм}$$

Принимаем размер стороны столба 770 мм (кратно размеру кирпича).

Отношение  $\lambda_h = l_0 / h = 5400 / 770 = 7,01$ .

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,925$  по табл. 19 [1] при  $\alpha = 750$  и  $\lambda_h = 7,01$ .

Площадь сечения  $A = 770^2 = 592900 \text{ мм}^2 = 0,59 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ , и поэтому к расчетному сопротивлению не требуется вводить коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0,8$ .

Определяем несущую способность сечения при фактических значениях коэффициентов  $m_g, \varphi$

$$N_{ult} = m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,925 \cdot 1,5 \cdot 592900 = 822648 \text{ Н} = 822,6 \text{ кН.}$$

Размеры столба приняты экономично, так как  $N = 800 \text{ кН} < N_{ult} = 822,6 \text{ кН}$ .

Раскладка кирпича и расход материалов приведены на рис. 6.

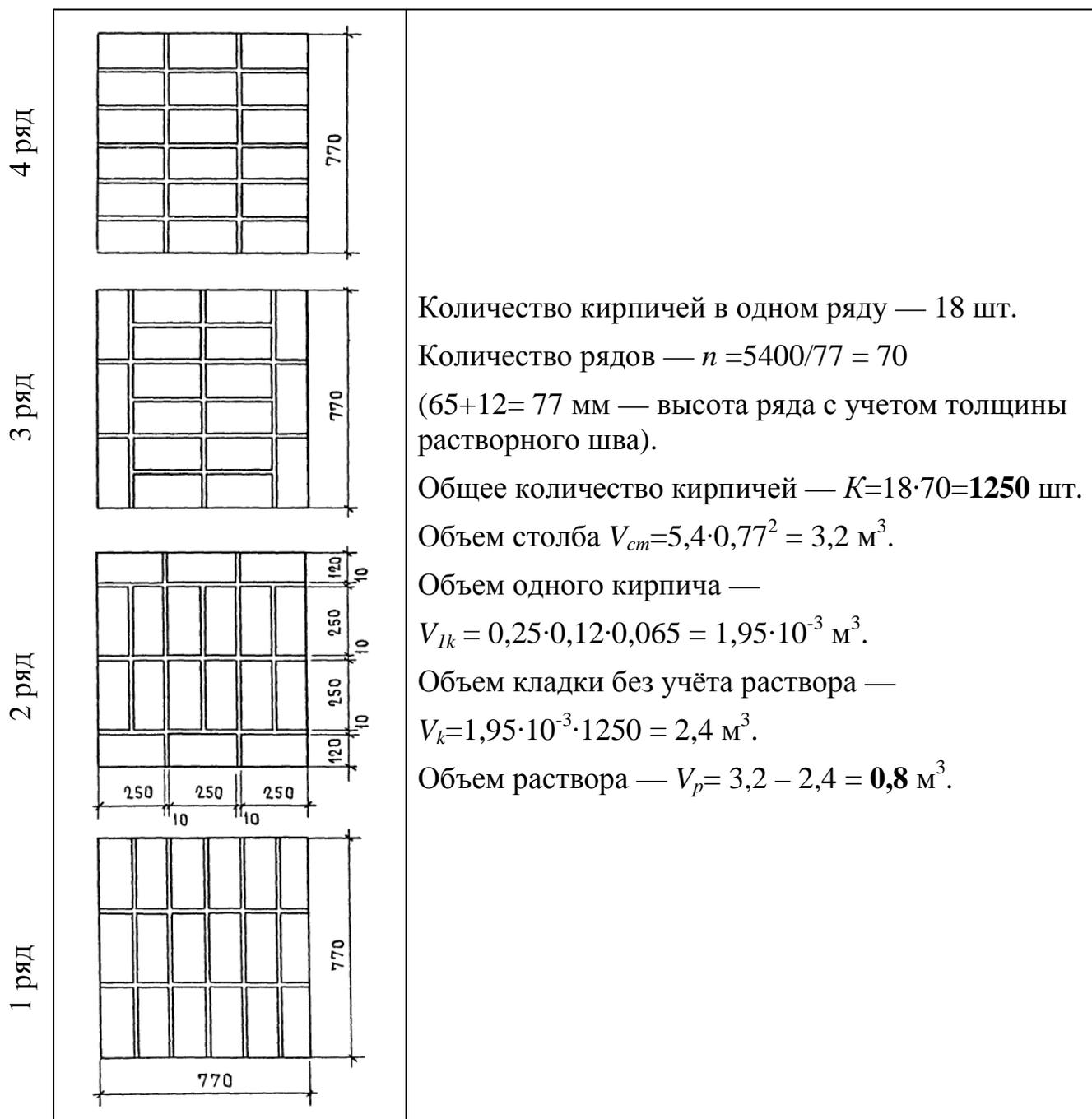


Рис. 6. Перевязка кладки запроектированного столба

### Пример 2.2. Проектирование внецентренно-сжатого кирпичного столба

Требуется запроектировать внецентренно нагруженный столб с соблюдением предельного отношения  $\beta$ , то есть определить размеры сечения и проверить условия прочности на внецентренное сжатие в плоскости действия изгибающего момента, а также на центральное сжатие из этой плоскости. Кроме того, при необходимости, выполнить расчет по предельным состояниям второй группы — по образованию трещин.

#### Исходные данные:

Продольная сила  $N=144$  кН и изгибающий момент  $M=55$  кН·м.

Высота столба  $H=l_0=7,6$  м.

Кирпич силикатный марки 75, раствор марки 50.

#### Решение:

Расчет на прочность внецентренно нагруженного элемента прямоугольного сечения выполняется по формуле (п. 7.7 [1])

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Предполагая, что площадь поперечного сечения столба будет больше  $0,3 \text{ м}^2$  и наименьшая сторона сечения будет более 300 мм, коэффициенты  $\gamma_c = 1$  и  $m_g = 1$ .

Введём обозначения:  $b$  – меньший размер сечения проектируемого столба,  $h$  – бóльший размер. Отношение высоты столба к меньшей стороне сечения не должно превышать значений, указанных в п.п. 9.16 — 9.20 [1]. Исходя из этого, определим размер  $b$ .

Для столбов предельное отношение  $\beta$  определяется по табл. 29 [1] в зависимости от марки раствора и группы кладки (табл. 27 [1]) с учётом коэффициента  $k_p$  (табл. 31 [1]).

Проектируемый столб относится к I-й группе кладки, т.к. марка кирпича  $75 > 50$  и марка раствора  $50 > 10$  (табл. 27 [1])

$\beta = 25$  для I-й группы кладки на растворе марки 50 (табл. 29, [1]).

$k_p = 0,65$  — коэффициент, принятый по табл. 31 [1], предполагая, что меньший размер поперечного сечения столба будет в интервале  $50 \text{ см} \leq b \leq 69 \text{ см}$ .

Тогда меньшая сторона сечения столба,  $b$

$$b = \frac{H}{\beta \cdot k_p} = \frac{7600}{25 \cdot 0,65} = 468 \text{ мм}$$

Принимаем ширину столба кратно размеру кирпича, т.е.  $b=510$  мм.

Предельное отношение  $H/b = 7600/510 = 14,9 < k_p \cdot \beta = 0,65 \cdot 25 = 16,25$ .

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{55}{144} = 0,382 \text{ м} = 382 \text{ мм.}$$

Большой размер сечения столба может быть принят из условия  $e_0 \approx 0,35 \cdot h$ . При этом соотношение размеров сечения столба рекомендуется назначать в пределах  $h/b = 1,5 \dots 2,5$ .

$$h = \frac{382}{0,35} = 1091 \text{ мм}$$

Принимаем высоту сечения столба кратно размеру кирпича, т.е.  $h=1030$  мм, что удовлетворяет рекомендуемому соотношению  $h/b = 1030/510 \approx 2$ .

Выполняем расчет прочности сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент продольного изгиба для всего сечения при отношении

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{7600}{1030} = 7,4$$

и  $\alpha = 750$  по табл. 16 [1]  $\varphi=0,916$  по табл. 19 [1].

Высота сжатой части прямоугольного сечения определяется по формуле

$$h_c = h - 2e_0 = 1030 - 2 \cdot 382 = 266 \text{ мм.}$$

Площадь сжатой части прямоугольного сечения равна:

$$A_c = b \cdot h_c = 510 \cdot 266 = 135660 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при отношении

$$\lambda_{h_c} = \frac{H}{h_c} = \frac{7600}{266} = 28,6$$

и  $\alpha = 750$  по табл. 16 [1]  $\varphi=0,411$  по табл. 19 [1].

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,916 + 0,411}{2} = 0,664.$$

$$\text{Коэффициент } \omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{382}{1030} = 1,37 < 1,45.$$

Площадь сечения  $A=b \cdot h= 510 \cdot 1030 = 525300 \text{ мм}^2$  ( $A=0,53 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ ).

Расчетное сопротивление кладки  $R= 1,3 \text{ МПа}$  по табл. 2 [1]

Прочность сечения в плоскости действия момента

$$N_{ult 1} = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1 \cdot 0,664 \cdot 1,3 \cdot 135660 \cdot 1,37 = 160429 \text{ н} = 160,4 \text{ кН.}$$

Прочность сечения по сжатой зоне обеспечивается, так как

$$N=144,0 \text{ кН} < N_{ult 1}=160,4 \text{ кН.}$$

Так как величина эксцентриситета  $e_0 = 382$  мм больше чем  $0,7y=0,7 \cdot 0,5 \cdot h=0,35 \cdot 1030=360$  мм, следовательно, столб должен быть рассчитан по образованию трещин в растянутой зоне сечения по формуле (п.п. 8.1, 8.3):

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}$$

где  $y$  — расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края.

Для прямоугольного сечения:  $A=b \cdot h$ ;  $y=0,5h$ ;  $I=bh^3/12$ , тогда получим

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{6e_0}{h} - 1}$$

При предполагаемом сроке службы конструкции 25 лет ( $\gamma_r=3,0$  по табл. 25 [1]) и расчетном сопротивлении кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению  $R_{tb}=0,12$  МПа (табл. 11 [1]) несущая способность по образованию трещин будет составлять

$$N_{crc} = \frac{3,0 \cdot 0,12 \cdot 525300}{\frac{6 \cdot 382}{1030} - 1} = 154,3 \text{ кН}$$

Так как действующая нагрузка  $N=144,0$  кН меньше чем  $N_{crc} = 154,3$  кН, запроектированный кирпичный столб удовлетворяет требованиям II-й группы предельных состояний (по образованию трещин) при сроке службы конструкции 25 лет.

Если срок службы увеличить до 50 лет ( $\gamma_r=2,0$  по табл. 25 [1]) условие удовлетворяться не будет, т.к.  $N=144,0$  кН  $>$   $N_{crc} = 154,3 \cdot (2/3) = 102,9$  кН.

Поскольку ширина принятого поперечного сечения  $b=510$  мм меньше  $h = 1030$  мм, необходимо выполнить расчет на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента (п.7.11 [1]) по формуле:

$$N \leq m_g \varphi R A.$$

Коэффициент продольного изгиба для всего сечения при отношении

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{7600}{510} = 14,9 \quad \text{и } \alpha = 750 \text{ по табл. 16 [1]}$$

$\varphi = 0,708$  по табл. 19 [1]. В формуле  $h$  — меньшая сторона сечения столба и одновременно размер в плоскости наибольшей гибкости, т.е.  $b = 510$  мм.

$$N_{ult 2} = 1 \cdot 0,708 \cdot 1,3 \cdot 525300 = 483486 \text{ Н} = 483,5 \text{ кН.}$$

Прочность столба на центральное сжатие из плоскости действия момента обеспечивается, т.к.  $N=144,0$  кН  $<$   $N_{ult 2} = 483,5$  кН.

**Выводы:**

1. Для внецентренно сжатого столба высотой  $H=7,4$  м ( $H=l_0$ ) с действующими усилиями  $M = 55$  кН·м и  $N = 144$  кН подобрано оптимальное сечение размером 510x1030 мм, которое удовлетворяет требованиям первой и второй групп предельных состояний при заданных прочностных характеристиках кирпича и раствора, а также при 25-летнем предполагаемом сроке службы конструкции.
2. Прочность сечения столба по сжатой зоне обеспечивается, так как внешнее усилие  $N=144,0$  кН меньше несущей способности  $N_{ult}=160,4$  кН.
3. Прочность столба по растянутой зоне (при  $e_0=382$  мм  $>$   $0,35 \cdot h=360$  мм), обеспечивается при сроке службы столба 25 лет, так как  $N=144$  кН меньше  $N_{crc} = 154,3$  кН. Если срок службы увеличить до 50 лет, условие удовлетворяться не будет, т.к.  $N=144,0$  кН больше  $N_{crc} = 102,9$  кН.
4. При увеличении срока службы (например, до 50 лет) потребуется увеличение высоты сечения  $h$  до 1160 мм. В этом случае проверка на раскрытие швов кладки не требуется, так как  $e_0 = 382$  мм меньше  $0,7y = 0,7 \cdot 0,5 \cdot h = 0,35 \cdot 1160 = 406$  мм, а проверка на прочность выполнится с еще бóльшим запасом.

## Учебно-исследовательская работа № 3

### Пример 3.1. Несущая способность неармированного кирпичного столба при различных эксцентриситетах продольной силы

Требуется определить несущую способность  $N_{ult}$  центрально ( $e_0 = 0$ ) и внецентренно-сжатого кирпичного столба при различных эксцентриситетах продольной силы —  $e_0 = 0,17 \cdot h$ ,  $e_0 = 0,35 \cdot h$  и сравнить её с несущей способностью аналогичного столба армированного сварными сетками (при эксцентриситетах  $e_0 = 0$ ,  $e_0 = 0,17 \cdot h$ ). Построить график в координатных осях  $N_{ult} = f(e_0/h)$ .

Сформулировать выводы по результатам работы.

#### Исходные данные:

Размеры сечения столба:  $b = 510$  мм;  $h = 510$  мм.

Высота столба —  $H = l_0 = 4,2$  м.

Марка кирпича — 100.

Марка раствора — 100.

Вид кирпича — силикатный одинарный.

Сварные сетки установлены по высоте через 3 ряда кладки.

Арматура сеток —  $\varnothing 4$  мм, класс В500.

$A_{st} = 12,6$  мм<sup>2</sup>,  $R_{sn} = 500$  МПа,  $R_s = 435$  МПа [3].

Размер квадратной ячейки  $c = 50$  мм.

#### Решение:

а) Централно-сжатый кирпичный столб ( $e_0 = 0$ )

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки по табл. 2 [1]  $R = 1,8$  МПа.

Упругая характеристика кладки по табл. 16 [1]  $\alpha = 750$ .

Отношение  $\lambda_h = l_0/h = 4200/510 = 8,2$ .

Коэффициент продольного изгиба по табл. 19 [1]  $\varphi = 0,894$ .

Если меньший размер столба не менее 30 см, то коэффициент  $m_g = 1$ .

Площадь сечения

$$A = b \cdot h = 510 \cdot 510 = 260100 \text{ мм}^2$$

Т.к.  $A < 0,3 \text{ м}^2$  к расчетному сопротивлению кладки вводим коэффициент условий работы  $\gamma_c = 0,8$ .

Несущая способность столба при  $e_0 = 0$  определяется по формуле

$$N_{ult} = m_g \varphi R A = 1 \cdot 0,894 \cdot (0,8 \cdot 1,8) \cdot 260100 = 334842 \text{ Н} = 334,8 \text{ кН.}$$

б) Внецентренно-сжатый кирпичный столб при  $e_0 = 0,17h$ .

Несущая способность при внецентренном сжатии определяется по формуле:

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R A_c \omega$$

$R = 1,8$  МПа;  $m_g = 1$ ;  $\alpha = 750$  (см. выше).

Коэффициент продольного изгиба для всего сечения  $\varphi = 0,894$ .

Отношение  $\lambda_{h_c} = \frac{H}{h_c}$ ,

где  $h_c = h - 2e_0$ .

При  $e_0 = 0,17 \cdot h = 0,17 \cdot 510 = 87$  мм;

$$h_c = 510 - 2 \cdot 87 = 336 \text{ мм}, \quad \lambda_{hc} = \frac{4200}{336} = 12,5,$$

коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения  $\varphi_c = 0,775$ .

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,894 + 0,775) / 2 = 0,834.$$

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 260100 \left(1 - \frac{2 \cdot 87}{510}\right) = 171360 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Коэффициент} \quad \omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{87}{510} = 1,17 < 1,45;$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,834 \cdot (0,8 \cdot 1,8) \cdot 171360 \cdot 1,17 = 240782 \text{ Н} = 240,8 \text{ кН}$$

в) Внецентренно-сжатый кирпичный столб при  $e_0 = 0,35h$ ,

$$e_0 = 0,35 \cdot 510 = 178 \text{ мм};$$

$$h_c = 510 - 2 \cdot 178 = 154 \text{ мм},$$

$$\lambda_{hc} = \frac{4200}{154} = 27,3 \rightarrow \varphi_c = 0,430.$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,894 + 0,430) / 2 = 0,662.$$

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 260100 \left(1 - \frac{2 \cdot 178}{510}\right) = 78540 \text{ мм}^2.$$

$$\text{Коэффициент} \quad \omega = 1 + \frac{178}{510} = 1,35 < 1,45;$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,662 \cdot (0,8 \cdot 1,8) \cdot 78540 \cdot 1,35 = 101075 \text{ Н} = 101,1 \text{ кН}.$$

При  $e_0 > 0,7y = 0,7 \cdot 0,5h = 0,35h$ , кроме расчета на прочность необходимо выполнить расчёт на образование трещин в растянутой зоне кладки, который может определить допустимую нагрузку на столб. Поэтому в данной УИР не рассматриваются бóльшие эксцентриситеты и сравниваются значения прочности столба только по сжатой зоне.

### Пример 3.2. Несущая способность армированного сетками кирпичного столба при различных эксцентриситетах продольной силы

а) Центральнo сжатый столб ( $e_0 = 0$ ).

Несущая способность при центральном сжатии определяется по формуле

$$N_{ult} = m_g \varphi R_{sk} A$$

где  $m_g = 1$ , при меньшей стороне столба не менее 30 см.

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием  $\alpha_{sk}$ .

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием определяются по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}$$

где  $R_u$  — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле

$$R_u = kR$$

коэффициент  $k=2$ , принимаемый по табл. 15 [1];

$R_{sku}$  — временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича и камней всех видов, определяемое для кладки с сетчатой арматурой по формуле:

$$R_{sku} = kR + \frac{2\mu R_{sn}}{100}$$

$\mu$  — процент армирования кладки для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $C$  при расстоянии между сетками  $S$

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100 = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100$$

Нормативные  $R_{sn}$  и расчетные  $R_s$  сопротивления арматуры принимаются по [3], но с коэффициентом условий работы  $\gamma_{es}$  в зависимости от класса арматуры и вида армирования конструкций (см. п.п. 6.20, 6.21 [1]).

Шаг сеток по высоте столба:  $S = 3 \cdot 77 = 231$  мм

где 77 мм — высота ряда кладки (65+12 = 77 мм).

Для арматуры сеток класса В500 нормативное сопротивление  $R_{sn}=0,6 \cdot 500=300$  МПа, расчетное сопротивление  $R_s=0,6 \cdot 435=261$  МПа.

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 12,6}{50 \cdot 231} \cdot 100 = 0,218 \% > \mu_{min} = 0,1 \%,$$

$$\mu_{max} = \frac{50R}{R_s} = \frac{50 \cdot 0,8 \cdot 1,8}{261} = 0,276 \%,$$

$$\mu = 0,218 \% < \mu_{max} = 0,276 \%.$$

$$R_{sku} = kR + \frac{2\mu R_{sn}}{100} = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,8 + \frac{2 \cdot 0,218 \cdot 300}{100} = 4,19$$

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \cdot \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 1,8}{4,19} = 516$$

По табл. 19 [1]

$$\varphi = 0,847 \text{ при } \lambda_h = 8,2 \text{ и } \alpha_{sk} = 516.$$

Расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{p\mu R_s}{100} \quad R_{sk} \leq 2R.$$

где  $p$  — коэффициент, принимаемый при пустотности кирпича (камня) до 20% включительно равным 2, при пустотности от 20% до 30% включительно — 1,5, при пустотности выше 30% — 1.

$$R_{sk} = R + \frac{p\mu R_s}{100} = 0,8 \cdot 1,8 + \frac{2 \cdot 0,218 \cdot 261}{100} = 2,58 < 2 \cdot 0,8 \cdot 1,8 = 2,88 \text{ МПа.}$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,847 \cdot 2,58 \cdot 260100 = 568386 \text{ Н} = 568,4 \text{ кН.}$$

б) Внецентренно сжатый столб при  $e_0 = 0,17h$ .

Несущая способность при внецентренном сжатии определяется по формуле

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega$$

где  $m_g = 1$ , при  $h$  не менее 30см.

$R_{skb}$  — расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии. При марке раствора 50 и выше,  $R_{skb}$  определяется по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{p\mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right); \quad R_{skb} \leq 2R.$$

$R$  — расчетное сопротивление неармированной кладки

$$R = \gamma_c R = 0,8 \cdot 1,8 = 1,44 \text{ МПа.}$$

$y = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 510 = 255 \text{ мм}$  — расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета.

$$\mu = \frac{2A_{st}}{c \cdot S} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 12,6}{50 \cdot 231} \cdot 100 = 0,218\% > \mu_{min} = 0,1\%,$$

$$\mu_{max} = \frac{50 \cdot R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) R_s} = \frac{50 \cdot 1,44}{\left(1 - \frac{2 \cdot 87}{255}\right) \cdot 261} = 0,868 \%$$

$$\mu_{min} = 0,1\% < \mu = 0,218\% < \mu_{max} = 0,868\%.$$

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 260100 \left(1 - \frac{2 \cdot 87}{510}\right) = 171360 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент  $\omega = 1 + \frac{e_0}{h}$ ;

$$\omega = 1 + \frac{87}{510} = 1,17 < 1,45;$$

При  $e_0 = 0,17 \cdot h = 0,17 \cdot 510 = 87$  мм;

$$h_c = h - 2e_0 = 510 - 2 \cdot 87 = 336 \text{ мм}, \quad l_0 = H = 4200 \text{ мм},$$

$$\lambda_{hc} = \frac{l_0}{h_c} = \frac{4200}{336} = 12,5 \quad \text{и} \quad \alpha_{sk} = 516 \rightarrow \varphi_c = 0,709.$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,847 + 0,709) / 2 = 0,778.$$

$$R_{skb} = 1,44 + \frac{2 \cdot 0,218 \cdot 261}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 87}{255}\right) = 1,80 \text{ МПа} < 2R = 2,88 \text{ МПа}.$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,778 \cdot 1,8 \cdot 171360 \cdot 1,17 = 280768 \text{ Н} = 280,8 \text{ кН}$$

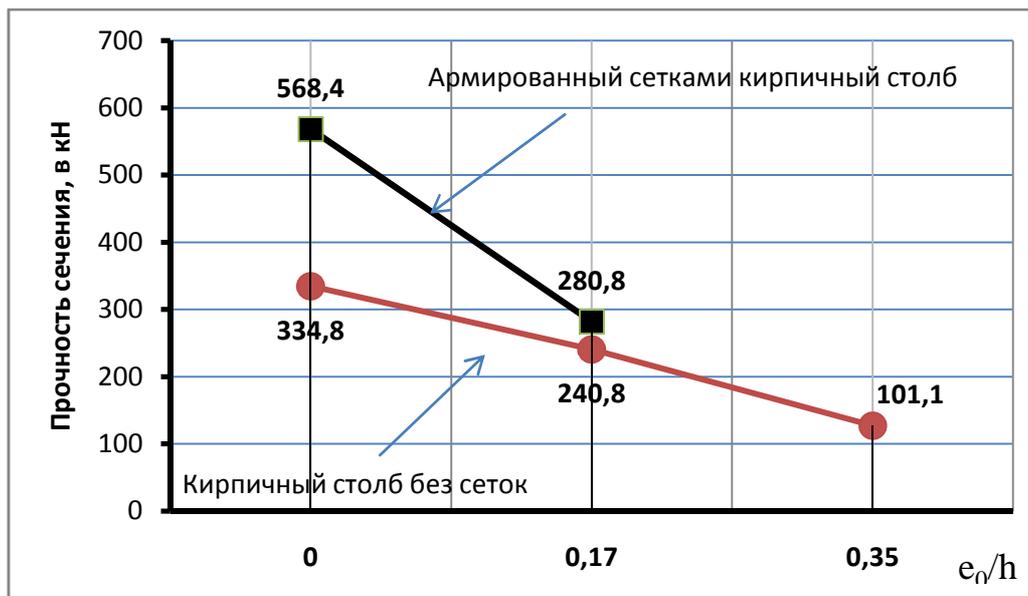


Рис. 7. Влияние эксцентриситета и сетчатого армирования на прочность кирпичного столба

Выводы:

1. При центральном сжатии несущая способность столба армированного сетками (568,4 кН) на 70 % выше, несущей способности столба без сетчатого армирования (334,8 кН).
2. Увеличение эксцентриситета нагрузки от  $e_0 = 0$  до  $e_0 = 0,35h$  приводит к снижению несущей способности кирпичного столба в 3,3 раза.
3. Увеличение эксцентриситета нагрузки от  $e_0 = 0$  до  $e_0 = 0,17h$  для столба армированного сетками приводит к снижению несущей способности в два раза. Несущая способность столба с сетками при относительном эксцентриситете  $e_0 = 0,17 \cdot h$ , всего на 16 процентов выше, чем у столба без сеток.
4. Кирпичные столбы, армированные сетками, наиболее целесообразно применять при центральном сжатии или при относительно небольших эксцентриситетах.

## Учебно-исследовательская работа № 4

### Пример 4.1. Тавровое сечение. Эксцентриситет в сторону ребра

Определить несущую способность простенка  $N_{ult}$  при действии продольной сжимающей силы  $N$  на расстоянии  $e_1$  от крайней **правой** грани таврового расчетного сечения (рис. 8). Высота этажа  $H_{эм}$  - м. Перекрытие сборное железобетонное, заделанное на опорах в кладку стены, толщина перекрытия  $H_f$  - мм. Здание жесткой конструктивной схемы (перекрытия являются неподвижными горизонтальными опорами стены).

#### Исходные данные:

Размеры таврового сечения простенка по рис. 8.

Высота этажа  $H_{эм} = 5,0$  м.

Толщина перекрытия  $H_f = 220$  мм.

Марка кирпича — 100.

Марка раствора — 25.

Вид кирпича — силикатный.

$e_1 = 150$  мм (от грани ребра).

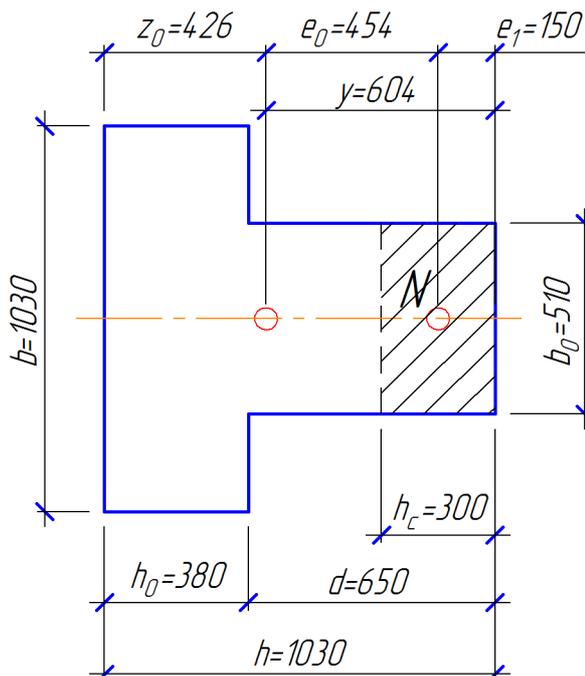


Рис. 8. Расчетное поперечное сечение элемента (эксцентриситет в сторону ребра)

#### Решение:

Расчет на прочность производим по указаниям п. 7.7 [1]:

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R A_c \omega$$

Расчетное сопротивление кладки по табл. 2 [1]  $R = 1,3$  МПа.

Определяем геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения

$$A = 1030 \cdot 380 + 510 \cdot 650 = 7,23 \cdot 10^5 \text{ мм}^2 = 0,72 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2 \quad \text{т.е. } \gamma_c = 1.$$

Определяем расстояние от центра тяжести сечения до края полки по графику (Приложение Е, рис. 18).

$$\text{При } \alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{380}{1030} = 0,37 \text{ и } \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{510}{1030} = 0,5 \rightarrow \chi = 0,414,$$

$$z_0 = \chi h = 0,414 \cdot 1030 = 426 \text{ мм}$$

Расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета (до сжатого края)

$$y = h - z_0 = 1030 - 426 = 604 \text{ мм}$$

Эксцентриситет продольной силы (см. рис. 8)

$$e_0 = y - e_1 = 604 - 150 = 454 \text{ мм}$$

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{454}{604} = 0,752 > 0,7$$

Следовательно, простенок должен быть рассчитан не только по несущей способности, но и по раскрытию трещин (швов кладки) в растянутой зоне сечения (пп. 7.8 и 8.1 [1]).

Момент инерции сечения относительно его центра тяжести определяем по графику (Приложение Е, рис. 19).

$$\text{При } \alpha = \frac{h_0}{h} = \frac{380}{1030} = 0,37 \quad \text{и} \quad \beta = \frac{b_0}{b} = \frac{510}{1030} = 0,5 \quad \rightarrow \eta = 0,0573.$$

$$I = \eta b h^3 = 0,0573 \cdot 1030 \cdot 1030^3 = 6,45 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции сечения

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6,45 \cdot 10^{10}}{7,23 \cdot 10^5}} = 299 \text{ мм}$$

Так как  $i > 87$  мм, то согласно п. 7.1 и 7.7 [1] принимается  $m_g = 1$ .

Определяем значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  для всего сечения.

Расчетная высота простенка  $l_0$  при условиях, указанных в задании, в соответствии с п. 7.3, примеч. 1 [1], принимается равной

$$l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot (H_{эм} - H_f) = 0,9(5000 - 220) = 4302 \text{ мм}$$

где 0,9 – коэффициент, учитывающий частичное защемление у опор.

Гибкость простенка определяется по формуле

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{4302}{299} = 14,4$$

Упругая характеристика кладки из силикатного кирпича, выполненной на растворе марки 25  $\alpha = 750$  по табл. 16 [1].

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 19 [1]:  $\varphi = 0,997$ .

Определяем площадь сжатой части сечения. Расстояние от точки приложения силы до края ребра сечения

$$e_1 = 150 \text{ мм} < \frac{d}{2} = \frac{650}{2} = 325 \text{ мм}$$

то есть меньше половины высоты ребра. Поэтому сжатая часть сечения прямоугольная, а ее высота  $h_c$  и площадь  $A_c$  определяются по формулам

$$h_c = 2e_1 = 2 \cdot 150 = 300 \text{ мм},$$

$$A_c = b_0 h_c = 510 \cdot 300 = 1,53 \cdot 10^5 \text{ мм}.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при гибкости

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{5000 - 220}{300} = 15,9$$

по табл. 19 [1],  $\varphi_c = 0,986$ .

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,997 + 0,986}{2} = 0,992.$$

Коэффициент  $\omega$  определяем по формуле, приведенной в табл. 20 [1].

Так как  $2y = 2 \cdot 604 = 1208 \text{ мм} > h = 1030 \text{ мм}$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} = 1 + \frac{454}{2 \cdot 604} = 1,376 < 1,45.$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,992 \cdot 1,3 \cdot 1,53 \cdot 10^5 \cdot 1,376 = 2,71 \cdot 10^5 = 271 \text{ кН}.$$

Определим несущую способность простенка по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения по формуле 33 п. 8.3 [1].

Согласно табл. 25 [1] при предполагаемом сроке службы конструкции 50 лет коэффициент условий работы  $\gamma_r = 2,0$ . По табл. 11 [1] принимаем расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению  $R_{tb} = 0,08 \text{ МПа}$ .

Тогда

$$N_{crc} = \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1} = \frac{2 \cdot 0,08 \cdot 7,23 \cdot 10^5}{\frac{7,23 \cdot 10^5 (1030 - 604) \cdot 454}{6,45 \cdot 10^{10}}} = 99 \cdot 10^3 \text{ Н} = 99 \text{ кН}.$$

Таким образом, предельная нагрузка на простенок  $N_{crc} = 99 \text{ кН}$  определяется в данном случае расчетом по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения, а не расчетом по несущей способности.

### Пример 4.2. Тавровое сечение. Эксцентриситет в сторону полки

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила  $N$  на расстоянии  $e_1$  мм от крайней *левой* грани (рис. 9). Размеры простенка и все остальные данные такие же, как и в примере 4.1. Найти расчетную несущую способность  $N_{ult}$ .

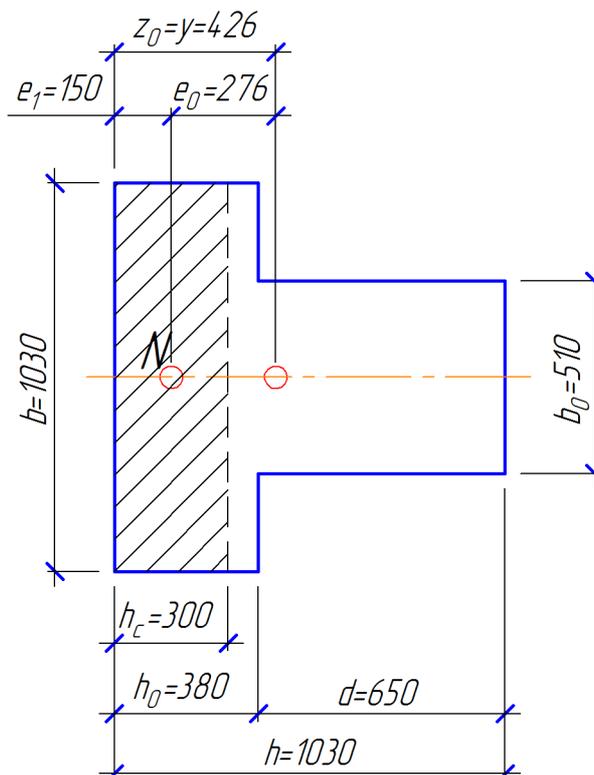


Рис. 9. Расчетное поперечное сечение. (Эксцентриситет в сторону полки)

#### Решение:

Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в примере 4.1, остаются без изменений:

$$z_0 = 426 \text{ мм}; \quad A = 7,23 \cdot 10^5 \text{ мм}^2; \quad I = 6,45 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

$$m_g = 1; \quad \alpha = 750; \quad \varphi = 0,997; \quad R = 1,3 \text{ МПа}.$$

$$H = 5000 - 220 = 4780 \text{ мм}; \quad l_0 = 4302 \text{ мм}.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета

$$y = z_0 = 426 \text{ мм}.$$

Эксцентриситет продольной силы (см. рис. 9)

$$e_0 = y - e_1 = 426 - 150 = 276 \text{ мм}.$$

Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{276}{426} = 0,648 < 0,7$$

Поэтому, согласно п. 7.8 [1], расчет по раскрытию трещин не производится.

Определяем площадь сжатой части сечения. Расстояние от точки приложения силы до края полки сечения

$$e_1 = 150 \text{ мм} < \frac{h_0}{2} = \frac{380}{2} = 190 \text{ мм}$$

то есть меньше половины толщины полки. Поэтому сжатая часть сечения прямоугольная, а ее высота  $h_c$  и площадь  $A_c$  определяются по формулам

$$h_c = 2 \cdot e_1 = 2 \cdot 150 = 300 \text{ мм},$$

$$A_c = b h_c = 1030 \cdot 300 = 3,09 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при гибкости

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{4780}{300} = 15,9$$

по табл. 19 [1],  $\varphi_c = 0,986$ .

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,997 + 0,986}{2} = 0,992$$

Коэффициент  $\omega$  определяем по формуле, приведенной в табл. 20 [1].

Так как  $2y = 2 \cdot 426 = 852 \text{ мм} < h = 1030 \text{ мм}$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{454}{1030} = 1,268 < 1,45$$

Расчетная несущая способность простенка

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,992 \cdot 1,3 \cdot 3,09 \cdot 10^5 \cdot 1,268 = 5,05 \cdot 10^5 = 505 \text{ кН}.$$

## Выводы

1. В примере 4.1 расчетная несущая способность простенка по сжатой зоне составляет  $N_{ult} = 271 \text{ кН}$ . При этом, учитывая, что  $e_0 > 0,7y$ , несущая способность простенка с учётом требований второй группы предельных состояний определяется по растянутой зоне и составляет  $N_{ult} = 99 \text{ кН}$ .

2. Несущая способность таврового простенка в примере 4.1 ограничивается прочностью растянутой зоны.

3. Несущая способность таврового простенка в примере 4.2 при эксцентриситете в сторону полки составляет  $N_{ult} = 505 \text{ кН}$ .

4. Величина эксцентриситета в примере 4.2  $e_0 < 0,7y$ , поэтому расчет по растянутой зоне согласно п. 7.8 и п. 8.3 [1], не требуется.

## Учебно-исследовательская работа № 5

### Усиление столба с помощью обойм

В результате изменения технологического процесса и увеличения временной нагрузки на перекрытиях многоэтажного здания требуется выполнить проект усиления столбов первого этажа.

Прочностные характеристики материалов и размеры столба принять из второй УИР (**Пример 2.1**). Дополнительно известно, что в результате реконструкции, суммарная расчетная нагрузка на столб увеличилась в 1,6 раза. Расчетное усилие в этом случае составляет  $N = 1,6 \cdot 800 = 1280$  кН.

Кладка не имеет повреждений, видимых трещин и других дефектов по всей высоте столба.

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

при стальной обойме

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

при железобетонной обойме

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

при армированной растворной обойме

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

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

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

В формулах расчета усиления кирпичной кладки:

$N$  — продольная сила;

$A$  — площадь сечения усиливаемой кладки;

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

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

$R_{sw}$  — расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

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

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба (при определении  $\varphi$  значение  $\alpha$  принимается как для неусиленной кладки);

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

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

$m_b$  — коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным:

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

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

0,35 — без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

$\mu$  — процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

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

где  $h$  и  $b$  - размеры сторон усиливаемого элемента;

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

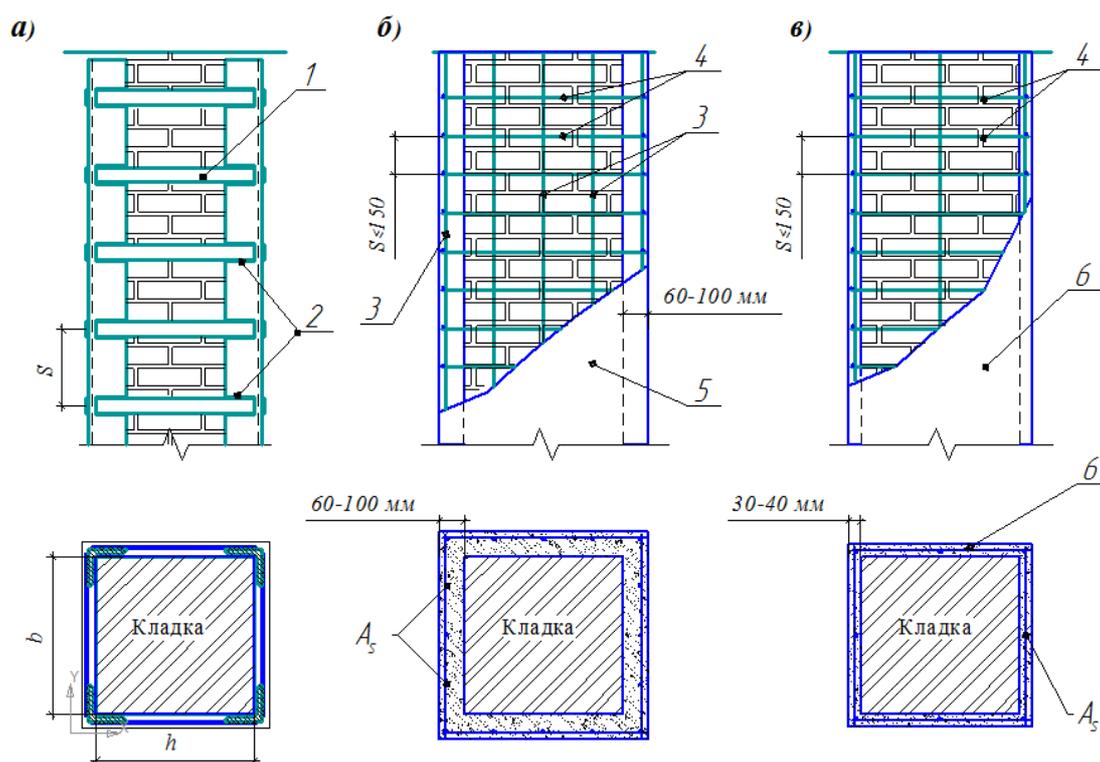


Рис. 10. Схема усиления кирпичных столбов обоймами

$a$  — металлической;  $b$  — железобетонной;  $c$  — армированной штукатуркой;

1 — планка  $f_1$  сечением 35x5 — 60x12 (шаг планок  $S \leq b$ ;  $S \leq h$  и  $S \leq 50$  см); 2 — сварка;  
 3 — стержни арматуры диаметром 5...12 мм; 4 — хомуты диаметром 4...10 мм; 5 — бетон класса В7,5...В15; 6 — штукатурка (раствор марки 50...100)

### Пример 5.1. Усиление столба стальной облоймой

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

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

#### Исходные данные:

Расчетная нагрузка	$N = 1280$ кН.
Высота столба	$H=l_0 = 5,4$ м.
Марка кирпича	100.
Марка раствора	50.
Вид кирпича	силикатный одинарный.

#### Решение

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

Площадь сечения —  $A = 770^2 = 592900$  мм<sup>2</sup>.

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки по табл. 2 [1] при марке кирпича 100 и марке раствора 50  $R = 1,5$  МПа.

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,925$  по табл. 19 [1] при  $\alpha = 750$  и  $\lambda_h = 7,01$ .

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

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

Площадь сечения четырех уголков  $A'_s = 4 \cdot 480 = 1920$  мм<sup>2</sup>.

По табл. 10 [2 с.33]  $R_{sc} = 43$  МПа и  $R_{sw} = 150$  МПа.

Определяем требуемый коэффициент армирования столба

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

$$1 \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 592,9 \cdot 10^3 = \frac{1280 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,925} - 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 592,9 \cdot 10^3 - 43 \cdot 1920.$$

Откуда  $\mu = 0,346$  %.

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

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

$$0,346 = \frac{2A_s(770 + 770)}{770 \cdot 770 \cdot 300} 100;$$

$$A_s = 199,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в качестве планок полосу сечением 40x5 мм с  $A_c = 40 \cdot 5 = 200$  мм<sup>2</sup> по ГОСТ 103-2006.

Если принять максимальный шаг планок  $S=500$  мм (при  $\mu =0,346$  %) их площадь сечения будет равна  $A_S = 333$  мм<sup>2</sup>, тогда размеры сечение планок будут  $60 \times 6 = 360$  мм<sup>2</sup>.

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

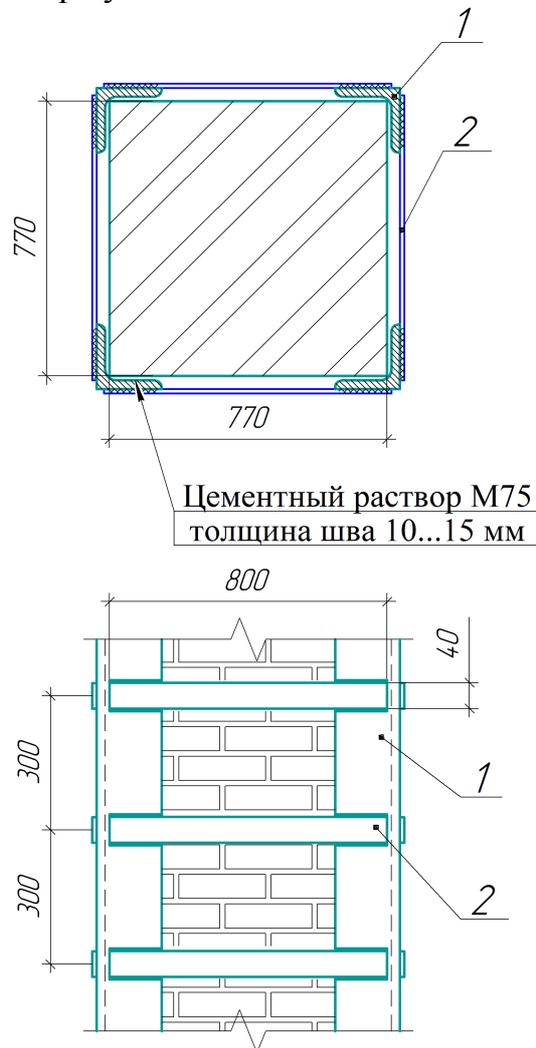


Рис. 11. Усиление столба стальной обоймой

Поз.	Наименование	Кол-во	Длина, в м	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Уголок 50х5	4	5,4	19,6	78,4
2	Полоса 40х5	72 <sup>*)</sup>	0,8	1,26	90,7
					<b>169,1</b>
	Раствор М75	0,7 <sup>**)</sup> м <sup>3</sup>			

<sup>\*)</sup>  $4 \left( \frac{5400-300}{300} + 1 \right) = 72$  шт. Крайние планки установлены на расстоянии 150 мм от торцев стальной обоймы.

<sup>\*\*)</sup>  $(0,85^2 - 0,77^2) \cdot 5,4 = 0,7$  м<sup>3</sup>. Защитный слой раствора принят 40 мм.

Вертикальные уголки устанавливаются на свежеприготовленном растворе.

### Пример 5.2. Усиление столба железобетонной облоймой

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

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки —  $R = 1,5$  МПа.

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

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

Коэффициент продольного изгиба —  $\varphi = 0,94$  при  $\alpha = 750$  и  $\lambda_h = 5400/850 = 6,35$ .

Бетон тяжелый класса В15. Расчетное сопротивление бетона  $R_b = 8,5$  МПа.

Коэффициент условий работы бетона  $m_b = 0,35$  (т.к. предполагается, что усилие непосредственно на железобетонную облойму передаваться не будет).

В качестве вертикальной арматуры принимаем стержни 8Ø10 А240 по три стержня на стороне сечения. Площадь сечения  $A'_s = 628$  мм<sup>2</sup>. Расчетное сопротивление  $R_s = 43$  МПа по табл. 10 [2].

Горизонтальные стержни Ø6 А240 с шагом по высоте  $S = 150$  мм, площадь сечения  $A_s = 28,3$  мм<sup>2</sup>. Расчетное сопротивление  $R_{sw} = 150$  МПа по табл. 10 [2].

Расчетная формула

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

Вычислим последовательно слагаемые

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

$$N_1 = 1 \cdot 0,95 \left( 1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 0,098}{1 + 0,098} \cdot \frac{150}{100} \right) 770^2 = 1071 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1071 \text{ кН},$$

где

$$\mu = \frac{2 \cdot 28,3(770 + 770)}{770 \cdot 770 \cdot 150} 100 = 0,098 \%$$

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

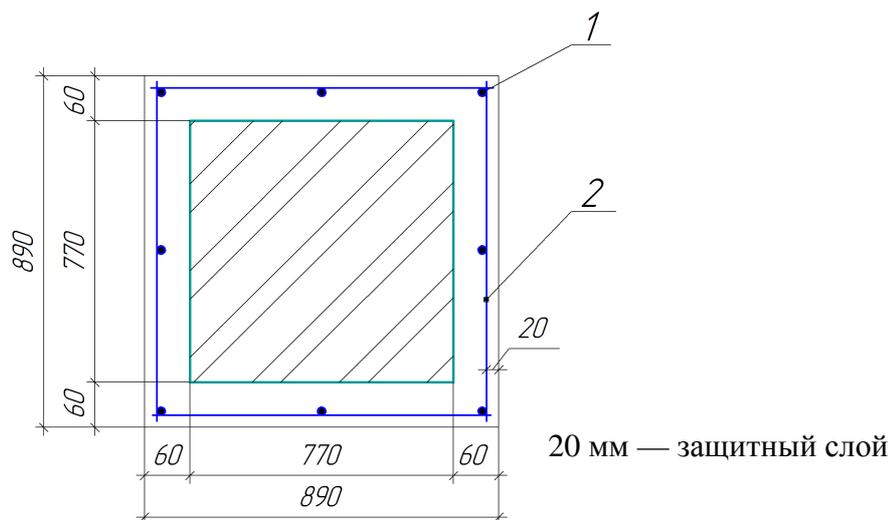
$$N_2 = 1 \cdot 0,94 \cdot (0,35 \cdot 8,5 \cdot 129600 + 43 \cdot 628) = 316,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 316,5 \text{ кН}.$$

где  $A_b = 850^2 - 770^2 = 129600$  мм<sup>2</sup>,

(890 – 40 = 850 мм — сторона сечения столба за вычетом защитного слоя хомутов, см. рис. 12).

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

Следовательно, прочность столба, усиленного железобетонной облоймой, достаточна для восприятия расчетного усилия ( $N = 1280$  кН <  $N_{ult} = 1387,5$  кН), запас +8,4 %.



Бетон класса В15

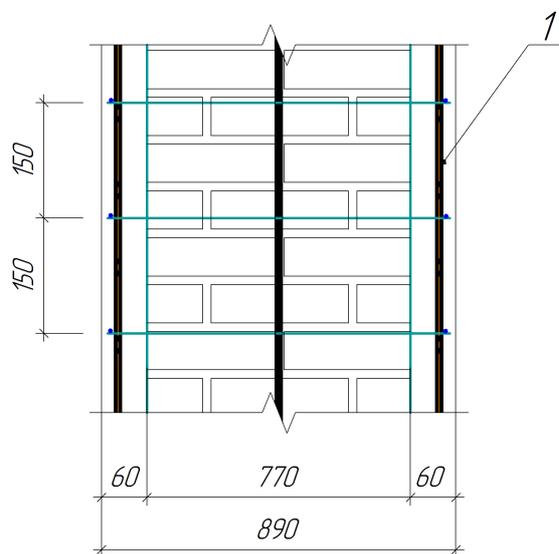


Рис. 12. Усиление столба железобетонной обоймой

Поз.	Наименование	Кол-во шт	Длина,	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Ø10 A240	8	5,4	3,33	26,6
2	Ø6 A240	148 <sup>*)</sup>	0,87	0,19	28,1
					<b>54,7</b>
	Бетон В15	1,1 <sup>**)</sup> м <sup>3</sup>			

<sup>\*)</sup>  $4 \left( \frac{5400}{150} + 1 \right) = 148 \text{ шт.}$

<sup>\*\*)</sup>  $(0,89^2 - 0,77^2) \cdot 5,4 = 1,1 \text{ м}^3.$

**Пример 5.3. Усиление столба армированной штукатуркой (растворной обоймой)**

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

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

Расчетное сопротивление сжатию кирпичной кладки  $R = 1,5$  МПа.

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

Коэффициент продольного изгиба —  $\varphi = 0,925$  при  $\alpha = 750$  и  $\lambda_h = 5400/770 = 7,01$ .

В качестве вертикальной арматуры принимаем стержни  $8\varnothing 12$  А240 по три стержня на стороне сечения.

Горизонтальные стержни  $\varnothing 12$  А240 ( $A_s = 113,1$  мм<sup>2</sup>) с шагом по высоте столба  $S = 150$  мм. Расчетное сопротивление  $R_{sw} = 150$  МПа по табл. 10 [2].

Раствор цементный марки М75 для выполнения защитного слоя арматуры.

Толщина раствора — 40 мм.

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

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

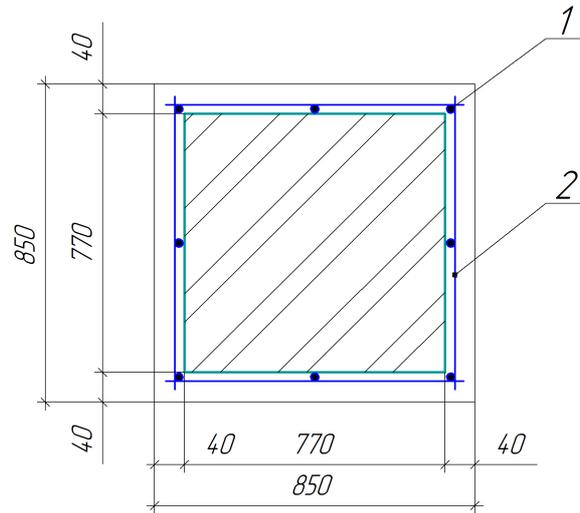
В расчете учитываем горизонтальные стержни, установленные с шагом 150 мм по высоте столба

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

$$\mu = \frac{2 \cdot 113,1(770 + 770)}{770 \cdot 770 \cdot 150} 100 = 0,39\%$$

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,925 \left( 1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 1 \frac{2,8 \cdot 0,39}{1 + 2 \cdot 0,39} \cdot \frac{150}{100} \right) 770^2 = 1328 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1328 \text{ кН}$$

Следовательно, прочность столба, усиленного растворной обоймой, достаточна для восприятия расчетного усилия ( $N = 1280$  кН  $<$   $N_{ult} = 1328$  кН), запас +3,7 %.



Раствор марки М75

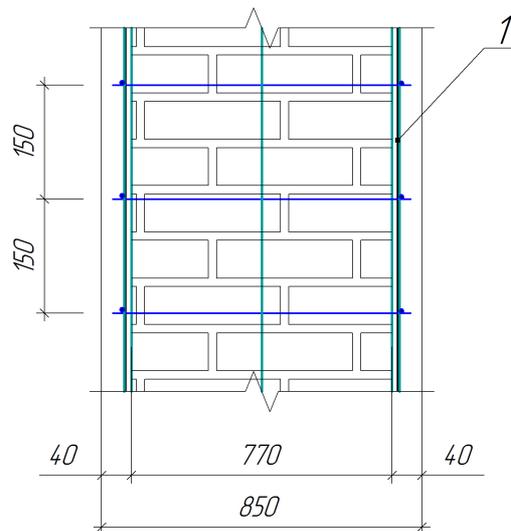


Рис. 13. Усиление столба армированной штукатуркой (растворной обоймой)

Поз.	Наименование	Кол-во	Длина, в м	Вес ед. в кг	Всего в кг
1	Ø12 А240	8	5,4	4,80	38,4
2	Ø12 А240	148 <sup>*)</sup>	0,83	0,74	109,5
					<b>147,9</b>
	Раствор М75	0,7 <sup>**)</sup> м <sup>3</sup>			

$$*) \quad 4 \left( \frac{5400}{150} + 1 \right) = 148 \text{ шт.}$$

$$**) \quad (0,85^2 - 0,77^2) \cdot 5,4 = 0,7 \text{ м}^3.$$

## Выводы:

1. Все варианты усиления столба подобраны из условия минимального запаса по несущей способности и способны воспринимать нагрузку  $N = 1280 \text{ кН}$ .
2. Окончательный вариант конструктивного решения принимается после определения стоимости материалов и трудоёмкости выполнения соответствующего усиления.

## Учебно-исследовательская работа № 6

### Пример 6.1. Расчет на смятие кладки под опорным участком балки

Требуется проверить прочность кирпичной кладки в месте опирания балок покрытия одноэтажного промышленного здания пролетом 12 м. Балки опираются на наружные стены с пилястрами, шаг – 6 м. Стены толщиной 380 мм, сечение пилястр 390×510 мм (см. рис. 14 и рис. 15). Вертикальная расчетная нагрузка на опору (опорная реакция стропильной балки)  $N$  в кН.

#### Исходные данные:

Опорная реакция балки  $N = 110$  кН.

Марка кирпича — 100. Вид кирпича — силикатный.

Марка раствора — 75.

#### Решение:

Расчетное сопротивление кладки сжатию при марке кирпича 100 и марке раствора 75 по табл. 2 [1]  $R = 1,7$  МПа.

Упругая характеристика кладки из силикатного кирпича, выполненной на растворе марки 75,  $\alpha = 750$  по табл. 16 [1].

По п. 4.14 [2] при краевом опорном давлении однопролетных балок более 100 кН укладка распределительных плит является обязательной даже в том случае, если это не требуется по расчету. При таких нагрузках толщину опорных распределительных плит следует принимать не менее 22 см. Кроме того по п. 9.42 [1] при опирании балок покрытий на пилястры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной. Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 12 см.

Принимаем предварительные размеры опорной плиты: ширину, равную ширине пилястры –  $b_{nl} = 510$  мм, длину  $l_{nl} = 640$  мм (с заведением в стену на 250 мм [8]) и высоту  $h_{nl} = 220$  мм (см. рис. 14 и рис. 15). Армирование плиты производим в соответствии с требованиями п. 4.14 [2].

Материал плиты – тяжелый бетон класса В20 (начальный модуль упругости  $E_b = 27,5 \cdot 10^3$  МПа по [3]).

Проверим достаточность длины распределительной плиты, принимая положение равнодействующей давления от конца балки на плиту  $N = 110$  кН непосредственно на торце первой (п. 4.22 [2], рис. 14).

Вычисляем напряжения вдоль оси опорной плиты, перпендикулярной оси стены. Для этого распределительная плита в расчетной схеме заменяется поясом кладки, имеющим размеры в плане те же, что и плита с эквивалентной по жесткости высотой, вычисляемой по формуле 26 п. 4.19 [2]:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{23,4 \cdot 10^3 \cdot 4,53 \cdot 10^8}{1275 \cdot 510}} = 507 \text{ мм},$$

где  $E_p = 0,85E_b = 0,85 \cdot 27,5 \cdot 10^3 = 23,4 \cdot 10^3$  МПа – модуль упругости опорной плиты;

$$I_p = \frac{b_{nl} h_{nl}^3}{12} = \frac{510 \cdot 220^3}{12} = 4,53 \cdot 10^8 \text{ мм}^4 \text{ – момент инерции распределительной плиты;}$$

$E = 0,5 E_0 = 0,5 \alpha R_u = 0,5 \alpha k R = 0,5 \cdot 750 \cdot 2 \cdot 1,7 = 1275 \text{ МПа}$  – модуль упругости кладки (коэффициент  $k = 2$  принят по табл. 15 [1]);

$d = b_{nl} = 510 \text{ мм}$  – размер плиты в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

Радиус влияния местной нагрузки при расчете сечения кладки под распределительной плитой ( $H = H_0$ ) вычисляем по формуле 27 п. 4.20 [2]:

$$S = 1,57H = 1,57 \cdot 507 = 796 \text{ мм}.$$

Поскольку

$$l_1 = 390 - 20 = 370 \text{ мм} \text{ – длина опирания балки;}$$

$$a_1 = l_{nl} - l_1 = 640 - 370 = 270 \text{ мм} \begin{cases} < S = 796 \text{ мм}; \\ > \frac{a_2}{2} = \frac{l_1}{2} = \frac{370}{2} = 185 \text{ мм} \end{cases}$$

используем формулы поз. 3 табл. 6 [2] ( $a_1$  – расстояние от точки приложения силы до ближнего края плиты (меньший размер),  $a_2$  – расстояние от точки приложения силы до дальнего края плиты (большой размер)).

Тогда

$$a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)} = \frac{(270 + 370)^4}{8(270^3 + 370^3)} = 298 \text{ мм};$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right) = \frac{110 \cdot 10^3}{2 \cdot 298 \cdot 510} \left( 1 + 0,41 \frac{298^2}{507^2} \right) = 0,413 \text{ МПа};$$

$$\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_1} = \frac{2 \cdot 110 \cdot 10^3 \cdot 370}{(270 + 370) \cdot 270 \cdot 510} - \frac{0,413 \cdot (270 + 370)}{2 \cdot 270} = 0,434 \text{ МПа};$$

$$\sigma_2 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_2 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_2)}{2a_2} = \frac{2 \cdot 110 \cdot 10^3 \cdot 370}{(270 + 370) \cdot 370 \cdot 510} - \frac{0,413 \cdot (270 + 370)}{2 \cdot 370} = 0,317 \text{ МПа}.$$

$\sigma_1 = 0,434 \text{ МПа} < R = 1,7 \text{ МПа}$ , то есть величина ординаты эпюры давления на краю распределительной плиты, примыкающей к незагруженной части кладки, не превышает расчетного сопротивления кладки сжатию и, следовательно, плита имеет достаточную длину.

При расчете сечений кладки, расположенных под распределительной плитой, нагрузка на плиту от установленной на нее балки без фиксирующей прокладки принимается в виде сосредоточенной силы  $N = 110 \text{ кН}$ , точка приложения которой расположена на расстоянии  $v = 1/3 l_1$ , но не более 7 см от внутреннего края плиты (п. 4.18 [2]). В нашем случае (см. рис. 15)

$$\frac{1}{3} l_1 = \frac{1}{3} \cdot 370 = 123 \text{ мм} \rightarrow \text{Принимаем } v = 70 \text{ мм}.$$

Тогда напряжения вдоль оси опорной плиты, перпендикулярной оси стены, определяем по формулам поз. 4 табл. 6 [2], так как:

$$a_1 = v = 70 \text{ мм} \begin{cases} < S = 796 \text{ мм;} \\ < \frac{a_2}{2} = \frac{l_{nl} - v}{2} = \frac{640 - 70}{2} = 285 \text{ мм} \end{cases}$$

$$a_0 = 1,125 \cdot a_1 = 1,125 \cdot 70 = 78,75 \text{ мм};$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right) = \frac{110 \cdot 10^3}{2 \cdot 78,75 \cdot 510} \left( 1 + 0,41 \frac{78,75^2}{507^2} \right) = 1,383 \text{ МПа};$$

$$a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 110 \cdot 10^3 \cdot 70}{1,383 \cdot 510}} - 70 = 139 \text{ мм} < a_2 = 640 - 70 = 570 \text{ мм};$$

$$\sigma_1 = \frac{2N}{a_1 d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1} = \frac{2 \cdot 110 \cdot 10^3}{70 \cdot 510} - \frac{1,383 \cdot (70 + 139)}{70} = 2,033 \text{ МПа}.$$

Площадь смятия  $A_c = b_{nl} \cdot l_{nl} = 510 \cdot 640 = 3,264 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$ . Увеличение расчетной площади  $A$  по сравнению с площадью смятия  $A_c$  не учитывается, так как равнодействующая нагрузки приложена с эксцентриситетом в сторону пилястры (по отношению к оси площади смятия; случай ж, п. 7.16 [1]). Поэтому

$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = 1 < \xi_1 = 2$  (табл. 22 [1]) и расчетное сопротивление кладки на смятие  $R_c = \xi \cdot R = 1,7 \text{ МПа}$ .

Тогда

$\sigma_{\max} = \sigma_1 = 2,033 \text{ МПа} < 0,8 \xi R_u = 0,8 \xi R = 0,8 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1,7 = 2,72 \text{ МПа}$ , то есть размеры распределительной плиты выбраны с соблюдением условия прочности по п. 4.22 [2].

Определяем коэффициент полноты эпюры давления  $\psi_1$  в направлении  $l_{nl}$ , учитывая, что объем эпюры давления равен  $N$ .

$$\psi_1 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{110 \cdot 10^3}{2,033 \cdot 3,264 \cdot 10^5} = 0,166.$$

Вычисляем напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены (см. рис. 15).

$$q = \frac{N}{b} = \frac{110 \cdot 10^3}{280} = 393 \text{ Н/мм},$$

где  $b = 280 \text{ мм}$  – ширина стропильной балки.

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{Ed}} = 2 \sqrt[3]{\frac{23,4 \cdot 10^3 \cdot 5,68 \cdot 10^8}{1275 \cdot 640}} = 507 \text{ мм},$$

$$\text{где } I_p = \frac{l_{nl} h_{nl}^3}{12} = \frac{640 \cdot 220^3}{12} = 5,68 \cdot 10^8 \text{ мм}^4 \quad - \quad \text{момент инерции}$$

распределительной плиты;

$d = l_{nl} = 640 \text{ мм}$  – размер плиты в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

$$S = 1,57H = 1,57 \cdot 507 = 796 \text{ мм}, \quad (H = H_0).$$

Используем формулы поз. 8 табл. 6 [2], поскольку

$$a = \frac{b_{nl}}{2} = \frac{510}{2} = 255 \text{ мм} < S + \frac{b}{2} = 796 + \frac{280}{2} = 936 \text{ мм};$$

$$b = 280 \text{ мм} < 2S = 2 \cdot 796 = 1592 \text{ мм}.$$

Тогда

$$\beta = \frac{2a}{\pi H + b} = \frac{2 \cdot 255}{3,14 \cdot 507 + 280} = 0,272;$$

$$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2) = \frac{393 \cdot 280}{2 \cdot 255 \cdot 640} (1 + 0,272^2) = 0,362 \text{ МПа};$$

$$\sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2) = \frac{393 \cdot 280}{2 \cdot 255 \cdot 640} (1 - 0,272^2) = 0,312 \text{ МПа}.$$

Определяем коэффициент полноты эпюры давления  $\psi_2$  в направлении  $b_{nl}$ .

$$\sigma_{\max} = \sigma_0 = 0,362 \text{ МПа};$$

$$\psi_2 = \frac{N}{\sigma_{\max} A_c} = \frac{110 \cdot 10^3}{0,362 \cdot 3,264 \cdot 10^5} = 0,931.$$

Определяем коэффициент полноты эпюры давления  $\psi$  от местной нагрузки

$$\psi = \psi_1 \psi_2 = 0,166 \cdot 0,931 = 0,155.$$

$$\text{Коэффициент } d = 1,5 - 0,5\psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,155 = 1,423.$$

$$\text{Произведение коэффициентов } \psi \cdot d = 0,155 \cdot 1,423 = 0,221.$$

Проверяем расчетную несущую способность опоры в соответствии с формулой 17 [1].

$$N = 110 \text{ кН} < \psi d R_c A_c = 0,221 \cdot 1,7 \cdot 3,264 \cdot 10^5 = 1,23 \cdot 10^5 \text{ Н} = 123 \text{ кН}.$$

В случае невыполнения условия прочности необходимо увеличить размеры опорной плиты или установить фиксирующую прокладку. При этом наиболее благоприятное распределение напряжений под опорной плитой будет при размещении фиксирующей прокладки по центральным осям опорной плиты.

Поскольку местная краевая нагрузка превышает 80 % расчетной несущей способности кладки при смятии (т.к.  $N = 110 \text{ кН} > 0,8 \cdot 123 = 98,4 \text{ кН}$ ), кладку под опорной плитой необходимо усилить сетчатым армированием по п. 9.43 [1], п.4.14 [2] и п.7.2 [11].

$$\text{Величина } \nu = \frac{a}{l} = \frac{640}{770} = 0,831 > 0,8;$$

где  $a = l_{nl} = 640 \text{ мм}$  – длина загруженного участка;

$l = 380 + 390 = 770 \text{ мм}$  – длина элемента, включающая загруженный участок (толщина стены вместе с пилястрой).

Следовательно, растягивающие напряжения в зоне кладки, примыкающей к площади смятия, не учитываются (п. 4.23 [2]).

## Выводы:

1. Стена с кирпичной пилястрой 510x390 мм удовлетворяет условию прочности и способна воспринять нагрузку от балки покрытия через железобетонную подушку размером 510x640 мм и высотой 220 мм. Опорная реакция  $N=110$  кН меньше прочности кладки на смятие 123 кН.
2. Размеры железобетонной распределительной плиты определены с учётом конструктивных требований норм проектирования и обеспечивают передачу давления на кирпичную кладку ( $\sigma_1=0,434$  МПа меньше  $R=1,7$  МПа см. рис. 14).
3. Напряжения под железобетонной распределительной плитой ( $\sigma_1=2,033$  МПа и  $\sigma_2=0,312$  МПа, см. рис. 14 и рис. 15) меньше допустимого значения 2,72 МПа.

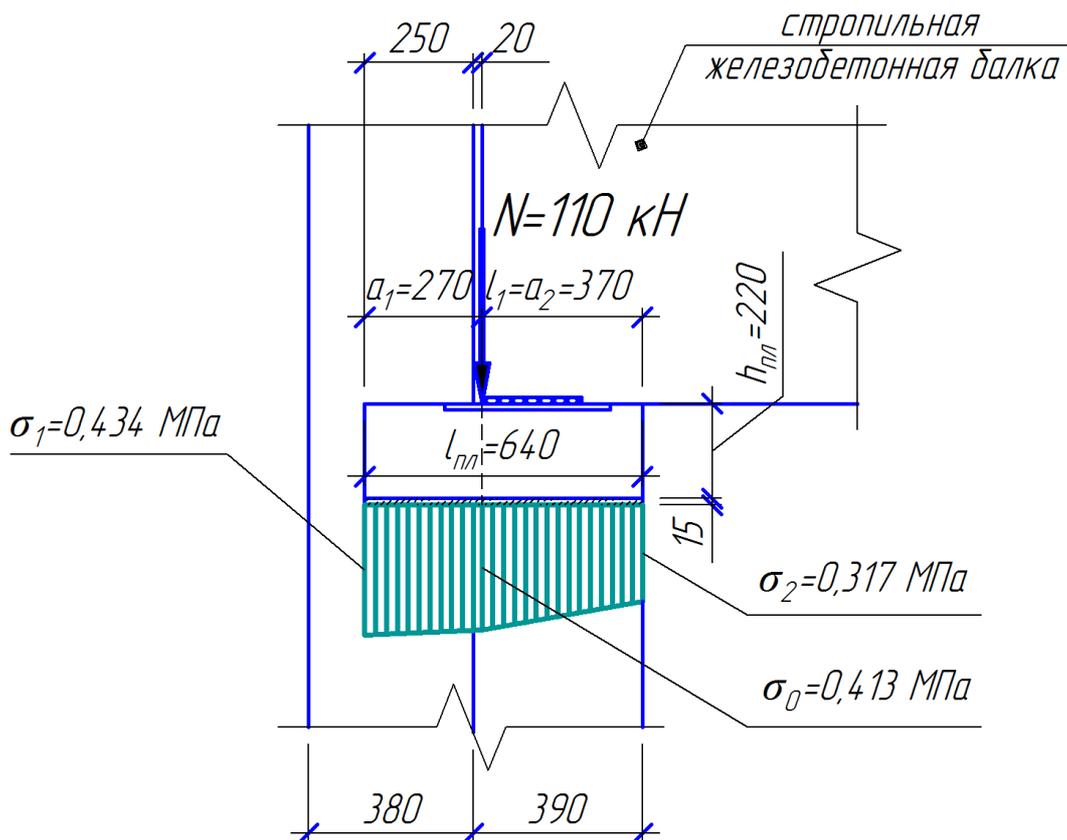


Рис. 14. Расчетная схема узла опирания и эпюра напряжений при определении длины опорной плиты

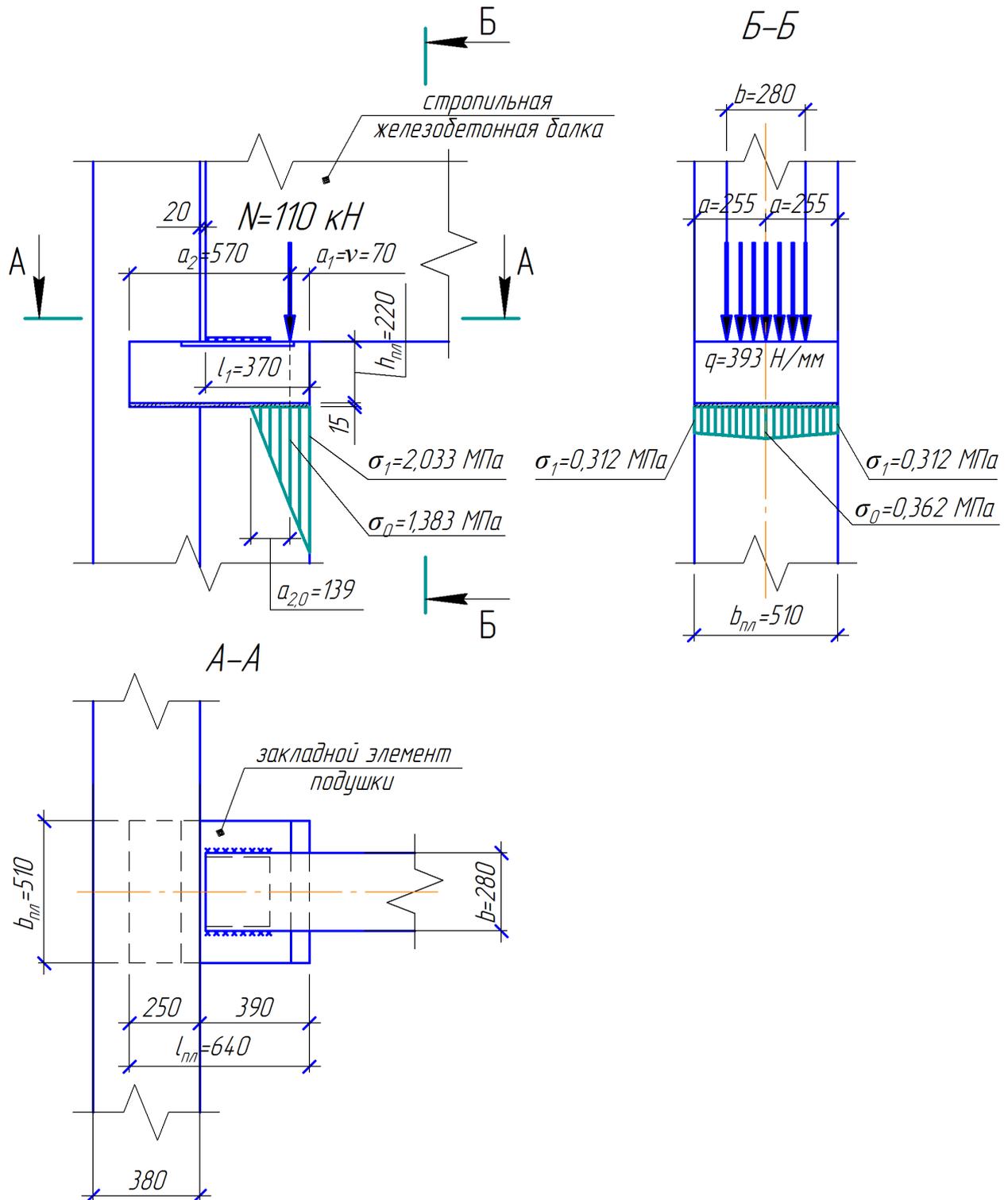


Рис. 15. Расчетная схема и эпюра напряжений при расчете кладки на местное сжатие под опорной плитой

## Библиографический список

1. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\*. М. 2012.—81с.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). М. ЦИТП Госстроя СССР, 1987.— 152 с.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М. 2012. —155 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М. 2005.— 214 с.
5. ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.
6. ГОСТ 103-2006 Прокат сортовой стальной горячекатаный полосовой. Сортамент.
7. Серия 2.130-1. Детали стен и перегородок жилых зданий. Выпуск 28. Кирпичные стены сплошной кладки. Рабочие чертежи.
8. Серия 2.430-20. Узлы стен из кирпича одноэтажных зданий промышленных предприятий. Выпуск 3. Узлы сопряжения стен из кирпича с железобетонным каркасом. Рабочие чертежи.
9. Бедов А.И., Щепетьева Т.А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций. Учебное пособие/ М.: АСВ, 2002.— 240 с.
10. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. К. 1990.— 184 с.
11. Справочник проектировщика. Каменные и армокаменные конструкции. М. 1968.— 175 с.
12. Онищик Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий. М.-Л. 1939. — 218 с.

## ТАБЛИЦЫ ВЕЛИЧИН, ПРИМЕНЯЕМЫХ ПРИ РАСЧЕТЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Таблица А.1

Расчетные сопротивления сжатию кладки [1]

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

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

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

Таблица А.2

Коэффициент продольного изгиба для элементов постоянного сечения [1]

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба $\varphi$ при упругих характеристиках кладки $\alpha$						
$\lambda_h$	$\lambda_r$	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	–
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	–
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	–
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	–
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	–
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	–
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	–
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	–
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	–
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	–

**Примечания**

- 1 Коэффициент  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкостей определяется интерполяцией.
- 2 Коэффициент  $\varphi$  для отношений  $\lambda_h$ , превышающих предельные (9.16 – 9.20), следует принимать при определении  $\varphi_c$  (7.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.
- 3 Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (4), могут быть менее 200.

Упругая характеристика кладки [1]

Вид кладки	Упругая характеристика $\alpha$				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2	нулевой
1 Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ( $\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$ )	1500	1000	750	750	500
2 Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3 Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4 Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5 Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6 Из керамических камней (кроме крупноформатных)	1200	1000	750	500	350
7 Из кирпича керамического пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8 Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9 Из кирпича керамического полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200
<b>Примечания</b>					
1 При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ (см. 7.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.					
2 Приведенные в таблице 16 (позиции 7 – 9) значения упругой характеристики $\alpha$ для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.					
3 Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$ .					
4 Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики $\alpha$ следует принимать по таблице 16 с коэффициентом 0,7.					
5 Упругие характеристики кладки из природных камней, полистиролбетонных блоков допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.					
6 Для кладки из крупноформатных камней $\alpha$ следует принимать как для керамических камней с коэффициентом 0,7.					

Таблица А.4.

Расчетные сопротивления некоторых видов кладки осевому растяжению  $R_t$ , растяжению при изгибе  $R_{ib}$ , главным растягивающим напряжениям при изгибе  $R_{tw}$  и срезу  $R_{sq}$  [1]

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления $R$ , МПа, кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				
		при марке раствора				при прочности раствора 0,2
		50 и выше	25	10	4	
<i>А Осевое растяжение</i> 1 По неперевазанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление; рисунок 1) 2 По перевазанному сечению (рисунок 2): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_t$	0,08	0,05	0,03	0,01	0,005
	$R_{ib} (R_{tw})$	0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
0,12		0,08	0,04	0,02	0,01	
<i>Б Растяжение при изгибе</i> 3 По неперевазанному сечению для кладки всех видов и по косой штробе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4 По перевазанному сечению (рисунок 3): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_{ib} (R_{tw})$	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
		0,25	0,16	0,08	0,04	0,02
<i>В Срез</i> 5 По неперевазанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) 6 По перевазанному сечению для бутовой кладки	$R_{sq}$	0,18	0,12	0,06	0,03	0,015
		0,16	0,11	0,05	0,02	0,01
		0,24	0,16	0,08	0,04	0,02

**Примечания**

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

2 Расчетные сопротивления кладки, приведенные в таблице 11, следует принимать с коэффициентами:  
 для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия – 1,4;  
 для вибрированной кирпичной кладки из керамического кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней – 1,25;  
 для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести – 0,75;  
 для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича – 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков – по экспериментальным данным;  
 для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, – по таблице 33.

При расчете по раскрытию трещин по формуле (33) расчетные сопротивления растяжению при изгибе  $R_{ib}$  для всех видов кладки следует принимать по таблице 11 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.

3 При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевазанному сечениям принимаются равными величинам, указанным в таблице 11, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

4 Расчетные сопротивления кладки из ячеистобетонных и полистиролбетонных блоков на клеевых составах для всех видов напряженного состояния, приведенных в столбце 1 таблицы 11, определяются по экспериментальным данным.

## Приложение Б

Таблица Б.1.

Нормативные значения сопротивления растяжению арматуры [3]

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

Таблица Б.2.

Расчетные значения сопротивления растяжению арматуры [3]

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

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

Таблица Б.3.

Расчетные значения сопротивления растяжению поперечной арматуры [3]

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

Таблица Б.4.

Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм [2]

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

## Сортамент арматуры [4]

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

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

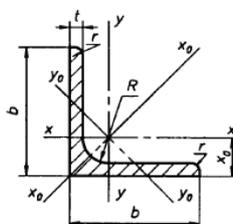
Сетки сварные арматурные для проектирования [2]

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

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

Таблица Г.1

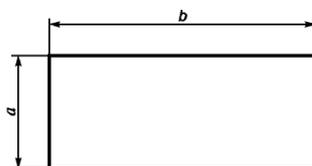
ГОСТ 8509-93 Уголки стальные горячекатаные равнополочные  
(сокращенный сортамент)



Номер уголка	b	t	R	r	F, см <sup>2</sup>	Справочные значения величин для осей							Масса 1 м, кг	
						x - x			x <sub>0</sub> - x <sub>0</sub>		y <sub>0</sub> - y <sub>0</sub>			
						I <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	I <sub>x0</sub> max, см <sup>4</sup>	i <sub>x0</sub> max, см	I <sub>y0</sub> min, см <sup>4</sup>	W <sub>y0</sub> , см <sup>3</sup>		i <sub>y0</sub> min, см
4	40	3	5,0	1,7	2,35	3,55	1,22	1,23	5,63	1,55	1,47	0,95	0,79	1,85
		4	5,0	1,7	3,08	4,58	1,60	1,22	7,26	1,53	1,90	1,19	0,78	2,42
		5	5,0	1,7	3,79	5,53	1,95	1,21	8,75	1,52	2,30	1,39	0,78	2,98
5	50	3	5,5	1,8	2,96	7,11	1,94	1,55	11,27	1,95	2,95	1,57	1,00	2,32
		5	5,5	1,8	4,80	11,20	3,13	1,53	17,77	1,92	4,63	2,30	0,98	3,77
		6	5,5	1,8	5,69	13,07	3,69	1,52	20,72	1,91	5,43	2,63	0,98	4,47
6,3	63	4	7,0	2,3	4,96	18,86	4,09	1,95	29,90	2,45	7,81	3,26	1,25	3,90
		5	7,0	2,3	6,13	23,10	5,05	1,94	36,80	2,44	9,52	3,87	1,25	4,81
		6	7,0	2,3	7,28	27,06	5,98	1,93	42,91	2,43	11,18	4,44	1,24	5,72
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	29,04	5,67	2,16	46,03	2,72	12,04	4,53	1,39	4,87
		5	8,0	2,7	6,86	31,94	6,27	2,16	50,67	2,72	13,22	4,92	1,39	5,38
		6	8,0	2,7	8,15	37,58	7,43	2,15	59,64	2,71	15,52	5,66	1,38	6,39
7,5	75	5	9,0	3,0	7,39	39,53	7,21	2,31	62,65	2,91	16,41	5,74	1,49	5,80
		6	9,0	3,0	8,78	46,57	8,57	2,30	73,87	2,90	19,28	6,62	1,48	6,89
8	80	5,5	9,0	3,0	8,63	52,68	9,03	2,47	83,56	3,11	21,80	7,10	1,59	6,78
		6	9,0	3,0	9,38	56,97	9,80	2,47	90,40	3,11	23,54	7,60	1,58	7,36
		7	9,0	3,0	10,85	65,31	11,32	2,45	103,60	3,09	26,97	8,55	1,58	8,51
9	90	6	10,0	3,3	10,61	82,10	12,49	2,78	130,00	3,50	33,97	9,88	1,79	8,33
		7	10,0	3,3	12,28	94,30	14,45	2,77	149,67	3,49	38,94	11,15	1,78	9,64
10	100	6,5	12,0	4,0	12,82	122,10	16,69	3,09	193,46	3,89	50,73	13,38	1,99	10,06
		7	12,0	4,0	13,75	130,59	17,90	3,08	207,01	3,88	54,16	14,13	1,98	10,79
		8	12,0	4,0	15,60	147,19	20,30	3,07	233,46	3,87	60,92	15,66	1,98	12,25

Таблица Г.2

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



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

## СХЕМА ПЕРЕВЯЗКИ КИРПИЧЕЙ В СТОЛБАХ

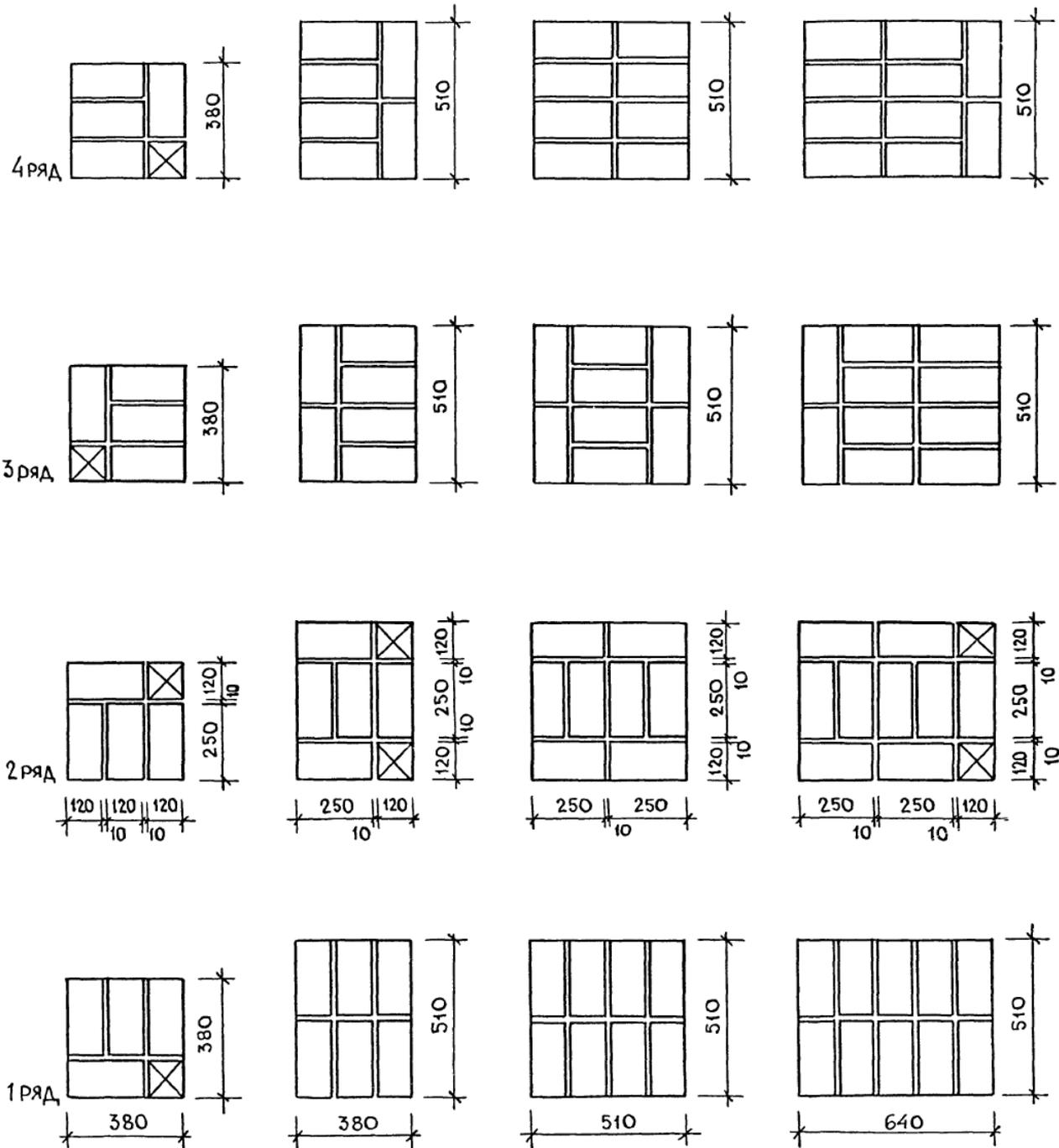


Рис. 16. Перевязка кладки кирпичных столбов сечением 380×380 мм, 380×510 мм, 510×510 мм, 510×640 мм [7]

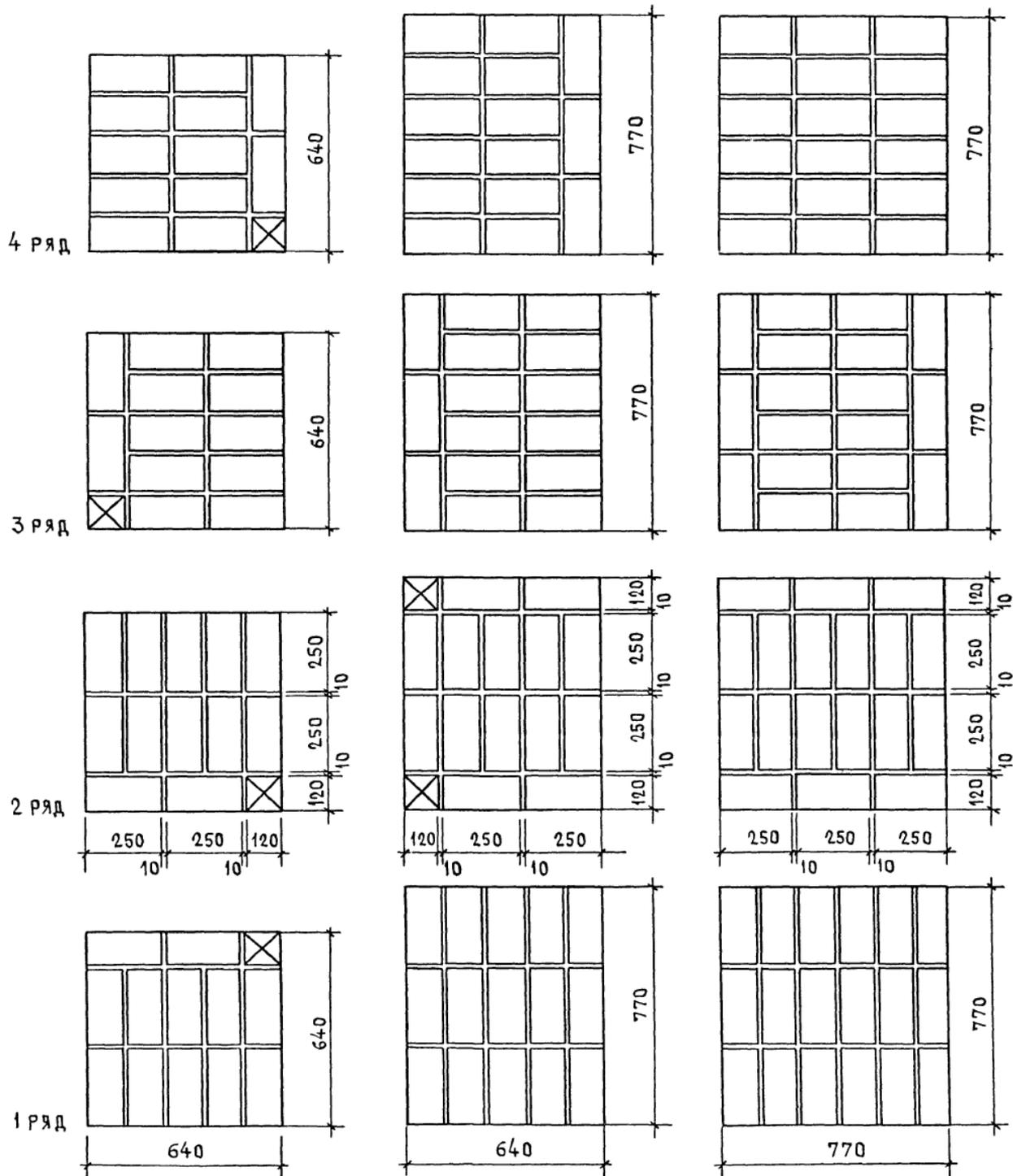


Рис. 17. перевязка кладки кирпичных столбов сечением 640×640 мм, 640×770 мм, 770×770 мм [7]

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ И МОМЕНТОВ  
ИНЕРЦИИ ТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ

$$\alpha = \frac{h_0}{h} \quad \beta = \frac{b_0}{b} \quad z_0 = \chi h$$

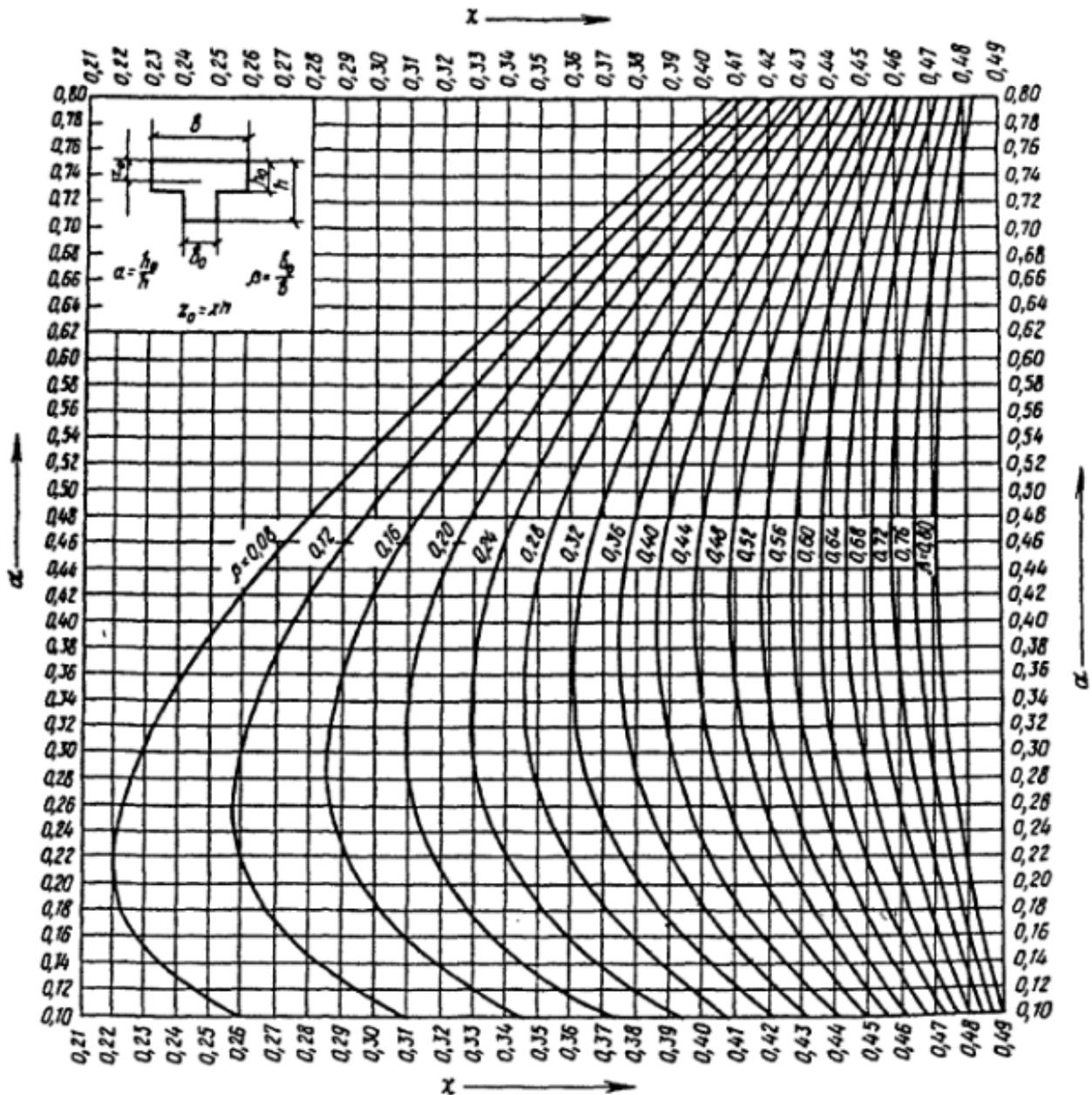


Рис. 18. График для определения положения центра тяжести [2]

$$\alpha = \frac{h_0}{h} \quad \beta = \frac{b_0}{b} \quad I = \eta b h^3$$

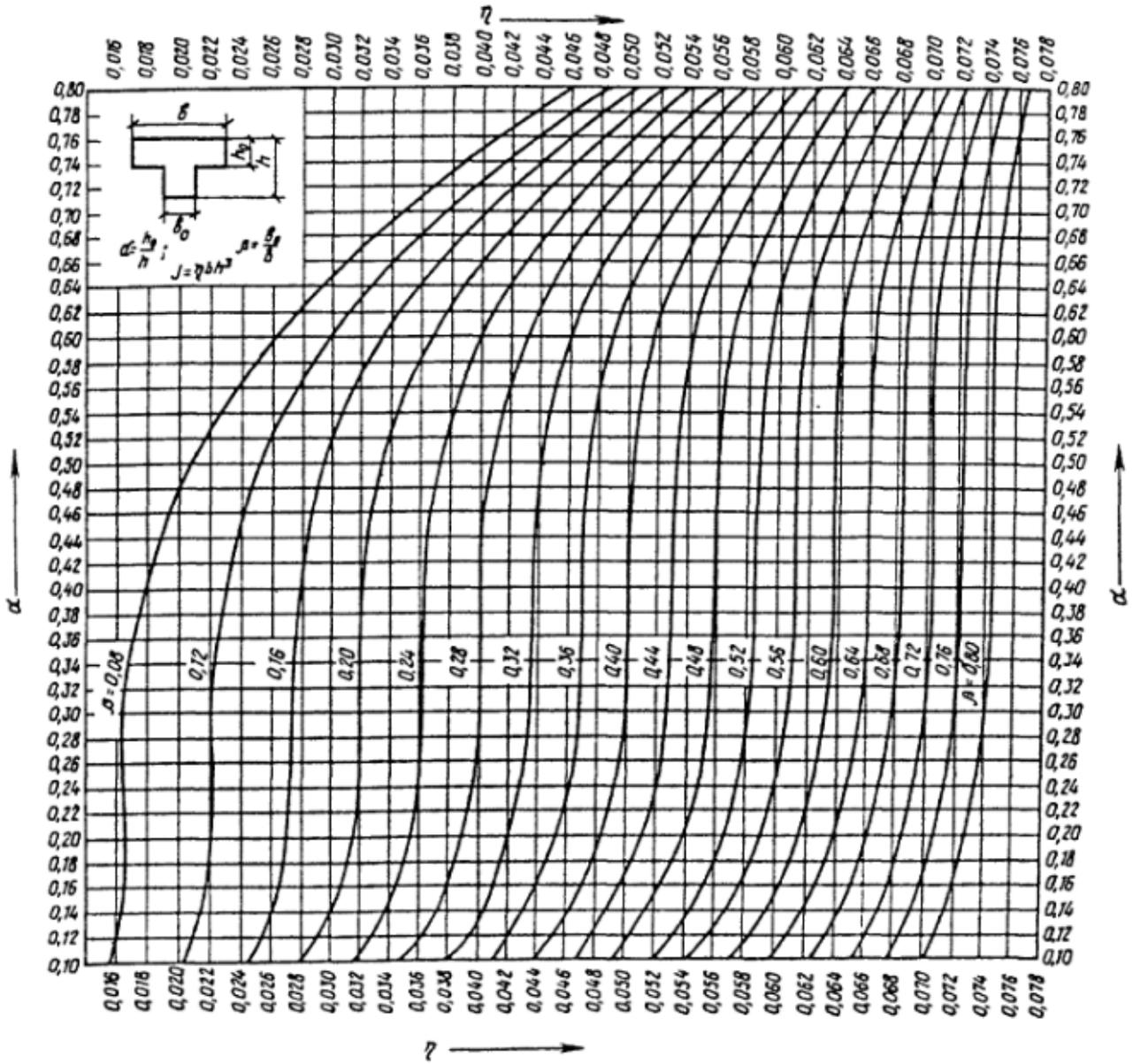


Рис. 19. График для определения моментов инерции [2]

### ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ СЖАТОЙ ЧАСТИ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ КЛАДКИ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ

1. В общем случае для сложных типов внецентренно сжатых поперечных сечений положение границы расчетной сжатой части сечения определяется из условия равенства нулю статического момента этой части сечения относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы.

2. Для таврового сечения расстояние от точки приложения силы до границы расчетной сжатой зоны  $x$  определяется по формулам:

а) при эксцентриситете в сторону полки (рис. 20)

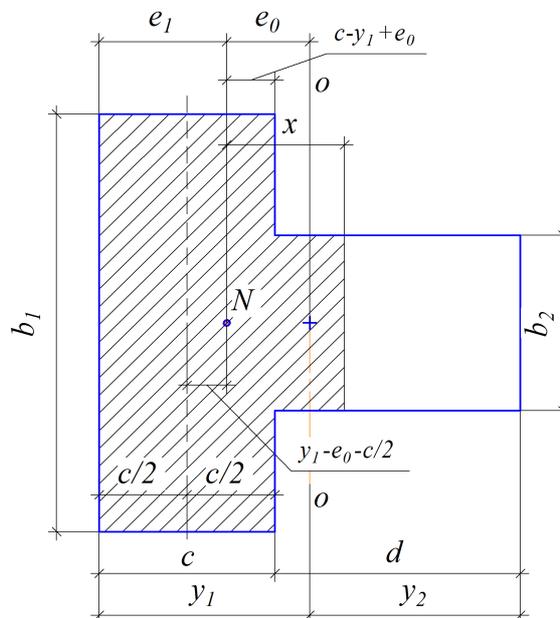


Рис. 20. Тавровое сечение с эксцентриситетом в сторону полки

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2} (2e_1 - c) + (e_1 - c)^2}$$

Если  $e_1 \leq \frac{c}{2}$ , то в сжатую часть будет входить только часть полки, симметричная относительно точки приложения силы  $N$ ; в этом случае  $x = e_1$ .

б) при эксцентриситете в сторону ребра (рис. 21)

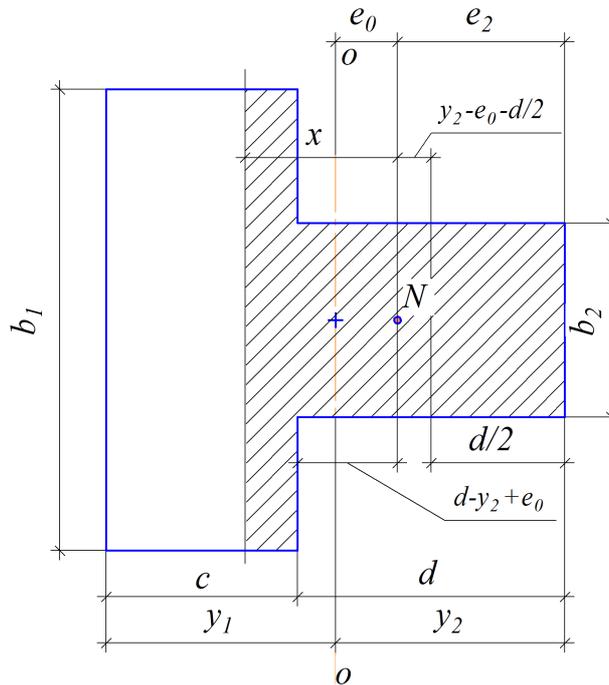


Рис. 21. Тавровое сечение с эксцентриситетом в сторону ребра

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1} (2e_2 - d) + (e_2 - d)^2}$$

при  $e_2 \leq \frac{d}{2}$ ;  $x = e_2$

*Примечание.* Для случая больших эксцентриситетов ( $e_0 > 0,45y$ ) можно принимать для таврового сечения приближенно

$$A_c = 2b(y - e_0),$$

где  $b$  – ширина сжатой полки или стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

*Уникальные  
кирпичные здания  
Нижего Новгорода*

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



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



Здание бывшей Городской Думы (ныне Дворец труда).  
Построено в 1904 году по проекту архитектора В.П. Цейдлера



Здание Мариинской женской гимназии.  
Построено в середине 19 века.  
На фотографии Первый корпус ННГАСУ (до реконструкции).



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



Нижегородский драматический театр на Большой Покровской.  
Построен в 1896 году к Всероссийской промышленно-художественной выставке  
по проекту архитектора В.А. Шретера.

На обложке: Казённый винный склад в Нижнем Новгороде построен по проекту  
архитектора В.М. Лемке в 1899 году.

---

---

Введение .....	3
Учебно-исследовательская работа № 1 .....	8
Пример 1.1. Влияние марок кирпича и раствора на несущую способность центрально-сжатого столба	
Учебно-исследовательская работа № 2 .....	11
Пример 2.1. Проектирование центрально-сжатого кирпичного столба .....	11
Пример 2.2. Проектирование внецентренно-сжатого кирпичного столба .....	13
Учебно-исследовательская работа № 3 .....	17
Пример 3.1. Несущая способность неармированного кирпичного столба при различных эксцентриситетах продольной силы .....	17
Пример 3.2. Несущая способность армированного сетками кирпичного столба при различных эксцентриситетах продольной силы .....	18
Учебно-исследовательская работа № 4 .....	22
Пример 4.1. Тавровое сечение. Эксцентриситет в сторону ребра .....	22
Пример 4.2. Тавровое сечение. Эксцентриситет в сторону полки .....	25
Учебно-исследовательская работа № 5 .....	27
Пример 5.1. Усиление столба стальной облоймой .....	29
Пример 5.2. Усиление столба железобетонной облоймой .....	31
Пример 5.3. Усиление столба армированной штукатуркой (растворной облоймой) .....	33
Учебно-исследовательская работа № 6 .....	35
Пример 6.1. Расчет на смятие кладки под опорным участком балки .....	35
Библиографический список .....	41
Приложение А .....	42
Приложение Б .....	45
Приложение В .....	47
Приложение Г .....	48
Приложение Д .....	50
Приложение Е .....	52
Приложение Ж .....	54
Приложение И .....	56
<i>Уникальные кирпичные здания Нижнего Новгорода</i> .....	56

Труш Леонид Иванович  
Ламзин Дмитрий Александрович

## Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций

Учебно-методическое пособие

---

---

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.  
<http://www.nngasu.ru>, [srec@nngasu.ru](mailto:srec@nngasu.ru)