Министерство образования и науки РФ

Саратовский государственный технический университет

Кафедра: «Промышленное и гражданское строительство»

## Пояснительная записка

**к курсовому проекту по дисциплине:**

**«Реконструкция зданий, сооружений и застройки»**

# Выполнил: ст. гр. ПГС-42

Голик С.С.

Принял: к.т.н. каф. ПГС

Волжнов Е.Д.

Саратов 2007

**Содержание**

# Исходные данные

1. Определение габаритных размеров колонн, балок и плит
2. Расчет ребристой плиты перекрытия
   1. Определение габаритных размеров плиты
   2. Выбор материала
   3. Расчет полки плиты
   4. Расчет продольных ребер плиты на прочность по нормальным и наклонным сечениям
   5. Конструирование плиты
3. Устройство армошвов и армопоясов при надстройке здания
4. Усиление ж/б ребристых плит распорными болтами
5. Усиление кирпичного простенка ж/б обоймой
6. Усиление стен металлическими тяжами
7. Список литературы

# Приложение 1. Спецификация

Приложение 2. Ведомость курсового проекта

3

4

6

7

7

7

10

13

14

16

18

24

26

28

29

#### Характеристики задания

Таблица 1.

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Размеры здания в осях м. | | № схемы | Высота этажа  м. | Количество этажей  шт. | Размеры окон  м. |
| длина | ширина |
| 26,6 | 18,0 | а | 3,9 | 3 | 4.8x2.1 |

#### Временная нагрузка и толщина стен здания для заданного района

Таблица 2.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Район строительства | Толщина несущей  стены, см. | Временная нагрузка на перекрытие, кН/м2. |
| Чита | 64 | 11 |

# Конструкция пола и тип плиты перекрытия

Таблица 3.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Конструкция пола | Тип плиты перекрытия | Толщина слоёв,  мм | Плотность  кН/м.³ |
| 1. асфальтобетон |  | t1=50 | 20 |
| 2. цементно-пес­ча­ный раствор |  | t2=15 | 18 |
| 3. шлак |  | t3=200 | 19 |
| плита перекрытия | ребристая | по расчёту | 25 |

**1. Определение габаритных размеров колонн, балок и плит**

**Колонны.**

Размеры поперечного сечения колонн К1 рекомендуется принять из условия:

hк=bк=(1/20)∙hэт

hк=bк=(1/20)∙3900=195 мм.

но кратные 50 мм и не меньше чем 200 мм.

### Поэтому

hк=bк=200 мм.

**Прогон (ригель).**

Прогон прямоугольного сечения размерами:

h=(1/8 – 1/12)∙l1

h=(1/8 – 1/12)∙6650=600 мм.

b=(1/2 – 1/3)∙h

b=(1/2 – 1/3)∙600=200 мм.

Высота поперечного сечения должна быть кратна 50 мм, если h<600 мм.

**Плиты перекрытия.**

Ширина плит ВПл назначается согласно следующим рекомендациям:

а) ширина плит перекрытия (многопустотные или ребристые) должна быть 1.0<В<3.0 м;

б) ширина плит П1 всегда кратна основному модулю 100 мм;

в) между колоннами укладываются связевые (распорные) плиты перекрытия П3 – 0.4< ВПл<0.9 м, имеющие вырезы для пропуска колонн;

г) если при выбранной ширине плит П1 заданный размер l1 не делится на целое число, то рекомендуется около стен размещать доборные (пристенные) плиты П2 номинальной шириной 0.4< ВПл<1.2 м.

Принимаем ширину плит перекрытий: - основная (П1) – 1 м,

* связевая (П3) – 0,65 м,
* доборная (П2) - 0,4 м.

Высота ребристых плит кратна 10 мм и по условию равна:

h=(1/15÷1/20)∙ l2

h=(1/20)∙6000=300 мм.

Толщина продольных ребер снизу принимаем bр=80 мм, в месте сопряжения с полкой 100 мм.

**2. Расчет ребристой плиты перекрытия**

2.1. Определение геометрических размеров плиты.



#### Рис.1

Зазоры в двух направлениях имеют следующие размеры: Δ=20 мм, Δ1=50 мм.

Ширина плиты поверху равна Впл1=Впл - Δ1=1000-50=950 мм, расстояние между продольными ребрами плиты по низу Впл2=Впл1-2е=950-2·100=750 мм, где е=100-130 мм – ширина продольного ребра в месте сопряжения с полкой плиты.

Конструктивная длина плиты:

l´пл =l2-Δ, где l2 – шаг колонн,

l´пл =6000-20=5980 мм.

Расчетный пролет плиты:

l0=l´пл-С, где С – ширина опирания плиты (С=90 мм).

l0=5980-90=5890 мм.

2.2. Выбор материала

#### Расчётное сопротивление бетона и модуль упругости

Таблица 4.

|  |  |
| --- | --- |
| Характеристики бетона | Класс бетона |
| В20 |
| Сжатие осевое  Rb, МПа | 11.5 |
| Растяжение осевое  Rbt, МПа | 0.9 |
| Начальный модуль упругости  Eb, МПа | 27000 |

Полка плиты армируется рулонными сетками из арматуры класса Вр-I. Продольные ребра армируются плоскими сварными каркасами из арматуры классов А-III (для рабочей арматуры) и А-I (для поперечных стержней).

##### Расчетное сопротивление арматуры

Таблица 5.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Характеристики  арматуры | Класс стали | | |
| A-I | A-III | Вр-I |
| Rs, МПа | 225 | 365 | 375 |
| Rsw, МПа | 275 | 255 | 270 |
| Es, МПа | 210000 | 200000 | 170000 |

2.3. Расчет полки плиты.

Определение расчетных усилий выполним с учетом упругого защемления полки в продольных ребрах, и за расчетную схему полки принимаем однопролетную балку с упругим защемлением концов от поворота, загруженную равномерно распределенной расчетной нагрузкой. Для расчета полки плиты ее поперечное сечение принимаем с размерами 100хh´f, см (h´f=6,0 см).

##### Сбор нагрузок

Таблица 6.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка,  кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке, γ f | Расчетные нагрузки,  кН/м2 |
| 1. асфальтобетон ρ=20 кН/м3, t=50 мм 2. цем.-песч. раствор ρ=18 кН/м3, t=15мм 3. шлак ρ=9 кН/м3, t=200 мм 4. собственный вес полки ρ=25 кН/м3, t=60 мм 5. временная нагрузка | 1  0,27  1,8  1.5  11 | 1,3  1,3  1,3  1,1  1,2 | 1,3  0,35  2,34  1.65  13,2 |
| Итого | 14.57 |  | 17.64 |



Рис.2 Расчетная схема полки плиты.

Величина максимальных изгибающих моментов определяется по формуле:

Мmax=q·(l´п)2/11

Мmax=17.64·0,752/11=0.9 кН·м

Опорные изгибающие моменты , ввиду большой податливости упругих опор, малы, поэтому армирование опорных участков проводим конструктивно.

Расчет полки плиты на прочность по нормальным сечениям.

Расчетное сечение полки прямоугольное высотой h´f=6,0 см и шириной b=100 см.

Определяем требуемую рабочую высоту сечения согласно следующим рекомендациям:

h0,тр=(1/12-1/20)·l´п

h0,тр=(1/20)·750=37,5 мм

###### 

#### Рис.3 Расчетное поперечное сечение полки плиты

Требуемая высота полки:

h´f(тр)=h0тр+a,

где а=1,5 см – расстояние от центра тяжести рабочей арматуры до нижней грани полки.

h´f(тр)=3,75+1,5=5,25 см. Принимаем h´f= 6 см.

Определим величину табличного коэффициента

А0=Mmax/Rb·γb2·b·h02,

где h0= h´f - а(см) – рабочая высота сечения, γb2=0,9 для тяжелого бетона, Rb(кН/см2) – расчетное сопротивление бетона, b=100 см - ширина расчетного сечения полки.

А0=90/ 1,15·0,9·100·4,52=0,04

По табл. 3.8. [1] находим значение коэффициента η=0,979. Тогда площадь рабочей арматуры

As=Mmax/Rs·h0·η,

где Rs=37,5 кН/см2 - расчетное сопротивление арматуры.

As=90/37,5·4,5·0,979=0,545 см2

Процент армирования полки определяется по формуле:

μ=(As/b·h0)·100%

μ=(0.545/100·4.5)·100%=0.15%

По расчетной площади рабочей арматуры As подбираем диаметр рабочей арматуры: d1=10 мм. По диаметру рабочей арматуры назначаем диаметр поперечной (конструктивной) арматуры: d2=3 мм. Шаг стержней рабочей арматуры 160 мм, шаг стержней поперечной арматуры принимаем 250 мм. Таким образом, марка сетки:

.

2.4. Расчет продольных ребер плиты на прочность по нормальным и наклонным сечениям.

###### При расчете продольных ребер рассматриваем совместно продольные ребра двух смежных плит перекрытия, объединяя их в единое поперечное сечение. Нагрузку собираем на 1 м длины ребер.

##### Сбор нагрузок

Таблица 7.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка,  кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке, γ f | Расчетные нагрузки,  кН/м2 |
| 1. асфальтобетон ρ=20 кН/м3, t=50 мм 2. цем.-песч. раствор ρ=18 кН/м3, t=15мм 3. шлак ρ=9 кН/м3, t=200 мм 4. собственный вес полки ρ=25 кН/м3, t=60 мм 5. собственный вес прод. ребер ρ=25 кН/м3 6. временная нагрузка | 1  0.27  1.8  1.5  1.08  11 | 1.3  1.3  1.3  1.1  1.1  1.2 | 1.,3  0.35  2.34  1.65  1,188  13.2 |
| Итого | 15.65 |  | 18.83 |



#### Рис.4

Величина максимальных усилий определяется по формулам:

Мmax=q·l02/8, Qmax=q·lo/2.

Мmax=18,83·5,892/8=81,66 кН·м;

Qmax=18,83·5,89/2=55,45 кН.

*Расчет продольных ребер на прочность по нормальным сечениям.*

**

#### Рис.5

Расчетное сечение тавровое получено «объединением» двух сечений продольных ребер. Ширина полки равна конструктивной ширине плиты b´f=950 мм, толщина ребра равна удвоенной ширине продольных ребер плиты b=2·bр. Расчетный пролет ребер l0=5890 мм. Определим требуемую высоту ребра плиты:

, где Мmax в кНм.



Принимаем h=310 мм. Тогда рабочая высота сечения

h0=hтр- а,

где а=с+d/2 – расстояние от центра тяжести рабочей арматуры до нижней грани ребра (с=20 мм – защитный слой бетона, d=20 мм – диаметр рабочей арматуры).

h0=310-(20+20/2)=280 мм.

Для определения положения нейтральной оси найдем изгибающий момент, который воспринимается принятым сечением ребер плиты при

х= h´f= 6 см (где х – высота сжатой зоны бетона):



- нейтральная ось проходит в пределах толщины полки. Тавровое сечение рассчитываем, как прямоугольное размерами b´f х h0 (т.е. 95х28 см), поскольку площадь бетона в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

Определяем величину табличного коэффициента:



Площадь рабочей арматуры:



Площадь рабочей арматуры, приходящейся на одно продольное ребро, равна . Принимаем диаметр d=25 мм.

Расчет продольных ребер на прочность по наклонным сечениям

Определяем минимальную поперечную силу, воспринимаемую бетоном над наклонной трещиной



где φb3=0.6 для тяжелого бетона.



Следовательно, расчет поперечной арматуры не проводится и диаметр и шаг стержней принимаем конструктивно. Принимаем d=8 мм, шаг поперечных стержней S=150 мм.

2.5. Конструирование плиты.

Полка плиты армируется рулонной сеткой С-1 из арматуры класса Вр-I с поперечной рабочей арматурой. Сетка укладывается в нижней растянутой зоне полки.

В опорной верхней зоне полки около продольных ребер укладывают арматурную сетку С-2, согнутую под углом 90˚. Рабочие стержни этой сетки d=6 мм из арматуры класса А-I с шагом 200 мм. Конструктивные (продольные) стержни d=3 мм Вр-I. Сетка расположена так, что она заходит в ребро на 150 мм, а в полку заходит на 250 мм.

Продольные ребра армируют плоскими сварными каркасами Кр-I. Рабочие стержни объединяются поперечной арматурой и верхним продольным стержнем (конструктивно принимаемым d=10 мм А-I) в плоский единый сварной каркас Кр-I.

Так как продольная арматура принята в виде двух спаренных стержней, то с учетом характера эпюры изгибающих моментов верхний рабочий стержень обрывается и не доводится до концов каркаса Кр-I на 598 мм, а нижний (большего диаметра) пропускают на всю длину каркаса.

Поперечные стержни по длине каркаса Кр-I имеют разный шаг. В приопорных зонах (на ¼ длины ребра, т.е. на 1495 мм) шаг хомутов равен S=150мм. В средней части (на ½ длины ребра, т.е. 2990 мм) шаг хомутов принимаем S=(3/4)h=220 мм.

**3. Устройство армошвов и армопоясов при надстройке здания**

Факторы, влияющие на выбор типа поясов и армошвов при надстройке здания.

Таблица 8.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Фактор | Возможная оценка | | |
| 1 балл | 2 балла | 3 балла |
| Число этажей над­строй­ки | 1 этаж | 2 этаж | 3 и более этажей |
| Техническое состоя­ние стен существую­щего здания и тре­буе­мая степень их усиления | Снижение прочнос­ти кладки не более 1/3 от перво­­на­чаль­ной. Усиление не требу­ет­­­ся | Ослабление кладки первичной 1/3 пер­во­­начальной проч­ности. Необхо­димо частное усиле­ние. | Несущая способ­ность кладки по рас­чёту недостаточна. |
| Несущая способ­ность грунта основа­ния существующих фундаментов | 0.3 МПа и более(без опрессовки) | От 0.2 до 0.3 МПа | До 0.2 МПа |

Условия, определяющие целесообразность выбора железобетонных и армокирпичных поясов или растворных швов при надстройке здания

Таблица 9.

|  |  |
| --- | --- |
| Конструктивные мероприятия (методы борьбы с трещинами) | Балл |
| Не требуется | Меньше или равно 3 |
| Растворные армошвы | 4 |
| Армокирпичные пояса | 4-5 |
| Железобетонные пояса | Свыше 5 |

Устройство железобетонных и армокирпичных поясов и растворных швов при надстройке здания

#### Рис.6

Наиболее рационально располагать армокирпичные пояса на уровне междуэтажных перекрытий и обеспечить надёжную связь их со стенами. Пояса должны быть непрерывными по всем капитальным стенам, включая поперечные. Сечение арматуры в железобетонных поясах равно 6÷10 мм.

В тех случаях, когда деформация не очень значительна, железобетонные пояса заменяют армированными растворными швами. Продольная арматура шва принимается того же диаметра, что в железобетонном. Таким образом получается армокирпичный пояс высотой 300-450 мм с арматурой вверху и внизу сечения пояса.

**4. Усиление железобетонных ребристых плит с помощью набетонки.**

Усиление плит перекрытий и покрытий, как правило, производятся при увеличении нагрузки на плиту или для восстановления несущей способности, утраченной в результате неправильной эксплуатации, воздействия агрессив­ной среды и т. д.

Основные типы усиления плит покрытия и перекрытия:

* усиление сборных железобетонных ребристых плит покрытия типа ПНСи ПКЖ металлическими балками
* усиление сборных железобетонных многопустотных плит арматурными каркасами
* мероприятия против выпадения мелкозернистых плит
* замена участков покрытий зданий, выполненных из мелкозернистых плит
* усиление монолитных железобетонных плит наращиванием (снизу и сверху)
* усиление монолитных железобетонных плит подведением дополнительных опор (металлических или железобетонных)

Выбор того или иного типа усиления зависит от удобства монтажа, наличия материалов, экономических соображений.

При расслоении бетона полки плиты по арматурной сетке необходимо разобрать верхний слабый слой бетона, очистить сетку от ржавчины, обнажённую поверхность плиты от пыли и остатков бетона (продуть сжатым воздухом, промыть водой под давлением), уложить по верху панели сетку из проволоки диаметром 6 мм с ячейками 200х200 мм, соединить её вязальной проволокой с основной арматурой и замонолитить бетоном М-300 на мелком щебне. Если в полке плиты образовались сквозные отверстия, то кроме их надо очистить, затем закрыть отверстия снизу обрезком фанеры, прикрепив её к арматурной сетке, и замонолитить повреждённый участок.

Если несущая способность плит ПКЖ снижена из-за дефектов арматуры в рёбрах, то для усиления плит необходимо отводить стержни арматуры от защитного слоя бетона и после тщательной очистки поверхности приварить к ним дополнительную арматуру и восстановить защитный слой.

Но этот способ усиления довольно трудоёмок и, хотя на него идёт незначительное количество металла, применяется реже, чем усиление рёбер плиты металлическими прокатными балками.

Плиты с сильно коррозированной продольной и поперечной арматурой можно усилить путём замоноличивания рёбер двух смежных плит армированным слоем. Замоноличивание рёбер производятся мелкозернистым бетоном М-300. Сечение продольной рабочей арматуры рассчитывается в каждом конкретном случае. Расчёт производится из условия восприятия всей нагрузки на плиту вновь уложенной продольной арматурой рёбра.

При перегружении плит покрытия рекомендуется усиление рёбер по схеме полуконсольных балок. Длина консолей определяется по расчёту. Включение их в совместную работу с плитами обеспечивается подклинкой или расчеканкой их. Напряжение консоли до заданной величины создаётся подвеской соответствующего расчётного груза и последующей подклинкой её.

При дефектном или недостаточном опирании плит на торцевые балки можно удлинить опору путём бетонирования участка панели или установить на болтах консольной балки из двух швеллеров.

При опирании плит на фермы покрытия возможен другой способ увеличении опорной части плит. Плотность примыкания металлических балок и опирание на них плит достигается затяжкой болтов паз, с последующей обваркой гаек. В связи с возможным различием нагрузок на смежные плиты неизменяемость системы усиления из обрезков швеллеров обеспечивается стяжными болтами, закрепляемыми за нижнюю грань узла верхнего пояса фермы. Пояс проверяется расчётом на крутящий момент.

При недостаточном опирании сборных железобетонных плит перекрытия на полки ригелей увеличение опорной части плиты производится за счёт опорного столика из уголка с рёбрами жёсткости, который крепится к ригелю с помощью тяжей. Отверстия под тяжи в плитах покрытия выполняются сверлением.

Задаём толщину набетонки hнаб =60 мм .

Увеличим нагрузку на 50%, тогда М’max=q’·(l´п)2/11

М’max=24.24·0,752/11=1.24 кН·м



Рис.7 Расчетное поперечное сечение полки плиты с набетонкой

А’0=Mmax/Rb·γb2·b·h’02,

где h’0= h´f – а+hнаб(см) – рабочая высота сечения, γb2=0,9 для тяжелого бетона, Rb(кН/см2) – расчетное сопротивление бетона, b=100 см - ширина расчетного сечения полки.

А’0=123/ 1,15·0,9·100·10,52=0,01

По табл. 3.8. [1] находим значение коэффициента η=0,995. Тогда площадь рабочей арматуры

A’s=Mmax/Rs·h’0·η,

где Rs=37,5 кН/см2 - расчетное сопротивление арматуры.

A’s=123/97,5·4,5·0,995=0,281 см2

Процент армирования полки определяется по формуле:

μ=(As/b·h0)·100%

μ=(0.281/100·4.5)·100%=0.06%

По расчетной площади рабочей арматуры As подбираем диаметр рабочей арматуры: d1=6 мм. По диаметру рабочей арматуры назначаем диаметр поперечной (конструктивной) арматуры: d2=3 мм. Шаг стержней рабочей арматуры 160 мм, шаг стержней поперечной арматуры принимаем 250 мм. Таким образом, марка сетки:



**5. Усиление кирпичного простенка железобетонной обоймой**

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 её в обойму.

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

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, является 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 растёт непропорционально, а по затухающей кривой.

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 более 50 см. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора марки 75-100, толщиной 25-30 мм. Для надёжного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой ГОСТ 5336-80.

Железобетонная обойма выполняется из бетона марки не ниже 150 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 см. Толщина обоймы назначается по расчёту и может быть от 4 до 12 см.

Армированная растворная обойма армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора (штукатуркой) марки 75-100.

Сбор нагрузок на плиту перекрытия

Таблица 11.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Нагрузка | qн, кН/м2 | γf | q, кН/м2 |
| 1 | 8 слоев рубероида | 0,3 | 1,3 | 0,39 |
| 2 | Стяжка ρ=20 кН/м3, t=0,11 м | 2,2 | 1,2 | 2,64 |
| 3 | Утеплитель (керамзит) ρ=8 кН/м3, t=0,38 м | 3,04 | 1,3 | 3,95 |
| 4 | пароизоляция | 0,05 | 1,3 | 0,065 |
| 5 | Ж/б плита (ребристая) | 1,33 | 1,3 | 1,729 |
|  | Итого: постоянная нагрузка | 6,92 |  | 8,774 |
| 6 | Снеговая (I район) | 0,5 | 1,4 | 0,7 |
|  | Итого: полная нагрузка | 8,18 |  | 10,574 |

Сбор нагрузок на плиту перекрытия

Таблица 12.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Нагрузка | qн, кН/м2 | γf | q, кН/м2 |
| 1 | Асфальтобетон ρ=20 кН/м3, t=50 мм | 1 | 1,3 | 1,3 |
| 2 | Цементно-песчаный раствор ρ=18 кН/м3, t=15 мм | 0,27 | 1,3 | 0,35 |
| 3 | Шлак ρ=9 кН/м3, t=200 мм | 1,8 | 1,3 | 2,34 |
| 4 | Плита перекрытия (ребристая) ρ=25 кН/м3, hred=5,3 см | 1,33 | 1,1 | 1,463 |
|  | Итого: постоянная нагрузка | 4,4 |  | 5,454 |
| 5 | временная | 11 | 1,2 | 13,2 |
|  | Итого: полная нагрузка | 14,4 |  | 17,454 |



Рис.8

Грузовая площадь: 6,65х3=19,95 м2.

Расчетная нагрузка от покрытия, передаваемая с грузовой площади S=19.95 м², равна:

* Постоянная 19,95∙8,774=175,04 кН
* Временная 19,95∙0,7=13,97 кН
* Полная 19,95∙10,574=210,95 кН

Расчетная нагрузка от перекрытия, передаваемая с грузовой площади S=19.95 м², равна:

* Постоянная 19,95∙5,454=108,8 кН
* Временная 19,95∙13,2=239,4 кН
* Полная 19,95∙17,454=348,21 кН

###### Расчетная нагрузка от собственной массы стены

F=20∙1.1∙6,65∙0.64∙3.6=268,61 Кн

###### Полная нагрузка на простенок в нижнем сечении

N= N1+2N2+3N3=210,95+2∙348,21+3∙239,4=1713,2 кН

Проверяем условие усиления:

N≤mφRAc

где m=0.7;

φ=0.8;

R=0.7 МПа – расчетное сопротивление кирпичной кладки (кирпич - М75, раствор М4)

Ас=3,707·0,64=1,89 м2

0,7·0,8·700·1,89=740,88кН≤N=1713.2 кН → требуется усиление

Расчёт конструкций из кирпичной кладки, усиленной железобетонными обоймами при центральном и внецентренном сжатии при малых эксцентриситетах производится по формуле:

N≤ψφmдл[(mkR+η3p/(1+p)∙(Rсп/100))∙F+msRпрFб+Rсп.Fа′],

где η=1 и ψ=1 (при центральном сжатии);

ψ=1-(2lо/h); η=1-(4lо/h) (при внецентренном сжатии);

N- продольная сила

mqa- коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия

нагрузки, равен 1

mk- коэффициент условий работы кладки, принимаемый mk=1 для

кладки без повреждений; mk=0.7 –для кладки с трещинами

F- площадь сечения усиливаемой кладки

Fб- площадь сечения бетона обоймы, заключённая между хомутами и

кладкой ( без учёта защитного слоя)

Fа′- площадь сечения продольной арматуры железобетонной обоймы

Rсп- расчётное сопротивление поперечной арматуры обоймы

ms- коэффициент условий работы бетона, принимаемый

ms=1 - при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу

обоймы

ms=0.7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры

снизу обоймы

ms=0.35 - без непосредственной передачи нагрузки на обойму

p- процент армирования хомутами и поперечными планками,

определяемый по формуле:

p=2Fо(а+b)/аbS

Fо- сечение хомута или поперечной планки

а и b- размеры сторон усиливаемого элемента

S- расстояние между хомутами (S≤15 см)

Расчёт усиления центрально-нагруженного кирпичного простенка

железобетонной обоймой.



Рис 9.

Дано:

a=185 см; b=64 см

кирпич марки 75

R=0.11 кН/см²

бетон В 5, Rbn=0.35 кН/см2

d= 6 см

Rпр=0.35 кН/см²; Rо.с.=22 кН/см²

F0= 0.283 см² - 6Аl

S= 15 см.

Требуется определить размеры и армирование обоймы;

определить сечение продольной арматуры.

1. Определяем процент армирования



2. Определяем гибкость простенка

 → φ=0,988

где lx=0.7·210=147 см

b´=b+2·d=64+2·6=76 cм

Определяем площадь сечения обоймы



3. Определяем сечение продольной арматуры



ψ=1; mдл=1; mk=0.25; η=1; Rсп=22 кН/см²; mб=0.35;

F=а·b=185·64=11840 см.



Fа=50,67 см2

Запас прочности простенка обеспечен, обойму принимаем конструктивно:

* диаметр хомутов – 8 мм;
* шаг хомутов – 150 мм;
* диаметр продольной арматуры – 30 мм;

**6. Усиление стен металлическими тяжами.**

Тяжи опоясывают здание или часть его в уровне перекрытий. На углах здания и выступах ставятся вертикальные уголки. Тяжи укладываются по поверхности стен или в борозды сечением, примерно 20х80 мм, которые после натяжения тяжей заделываются цементным раствором. Натяжение производится посредством стяжных муфт одновременно по всему контуру. Натяжение тяжей рекомендуется выполнять после предварительного нагрева их паяльными лампами или автогеном. Для тяжей, установленных в летнее время рекомендуется производить дополнительное натяжение. Натяжение происходит вручную с помощью рычага длиной 1.5 м с усилием 300-400 Н на длинный конец рычага. Натяжение считается достаточным, если тяж не имеет провесов и при простукивании издаёт чистый звук высокого тона. Рекомендуется степень натяжения по возможности определять приборами (индикаторами), установленными на тяжах. Усилие, на которое подбирается сечение тяжей, определяется по формуле

N=0.2∙[R]·l·q

где R- расчётное сопротивление кладки; R=0.11 кН/см²

l- длина стены; l=665 см

q- толщина стены; q=64 см

N=0.2∙0.11·665·64=936.32 кН

Площадь поперечное сечение тяжей определяется по формуле:

А=N/Rs

где Rs - расчетное сопротивление стали.

А=936,32/36,5=25,65 см → . Арматурные стержни не проходят, тяжи выполняем в виде швеллеров.

Принимаем швеллер №22: А=26,7 см2. Тогда фактическое усилие, воспринимаемое тяжами: Nфакт=Аш·R=26,7·36.5=974,55 кН.

Получаем запас прочности: 

**7. Список литературы**

1. Фёдоров М.В. Основы проектирования строительных конструкций: Учебное пособие/СГТУ

2. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений. М.: Высш. шк., 1991. 352 с.

3. СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»

4. СниП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»

5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.

**Приложение 1.**

**Спецификация**

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Поз. | Обозначение | | Наименование | К-во | Масса | Примечание | |
|  |  | | Документация |  |  |  | |
|  |  | | Сборочный чертёж |  |  |  | |
|  |  | | 1. Усиление простенка |  |  |  | |
|  |  | | Изделия закладные |  |  |  | |
| 1 |  | | Швеллер [10 *l*=2100 | 14 | 252.5 |  | |
| 2 |  | | Хомут 8 S 150 |  | 47.94 |  | |
| 3 |  | | Стержень 12 S 100 *l*=2100 | 47 | 87.63 |  | |
| 4 |  | | Стяжной болт *l=*600 | 7 |  |  | |
|  |  | |  |  |  |  | |
|  |  | | Материал |  |  |  | |
| 5 |  | | Бетон класса В 5 | 0.91 |  | м³ | |
|  |  | |  |  |  |  | |
|  |  | | 2. Усиление плиты перекрытия |  |  |  | |
|  |  | | Изделия закладные |  |  |  | |
| 1 |  | | Двутавр І18 *l=*5980 | 1 | 110.03 |  | |
| 2 |  | | —110x6 *l*=280 | 2 | 2.9 |  | |
| 3 |  | | —50x8 *l*=520 | 2 | 3.27 |  | |
| 4 |  | | Швеллер [10 *l*=500 | 1 | 4.3 |  | |
| 5 |  | | Распорный болт | 2 |  |  | |
|  |  | |  |  |  |  | |
|  | |  | 3. Усиление стен |  |  | |  |
|  | |  | Изделия закладные |  |  | |  |
| 1 | |  | Тяж Т1 36 *l=*860  *l=*830  *l=*780 | 72  48  72 | 494.76  318.32  448.72 | |  |
| 2 | |  | Тяж Т2 [18 *l=*200  *l=*500  *l=*680 | 12  30  12 | 39.12  244.5  133.01 | |  |
| 3 | |  | Уголок L90х90х7 *l=*400 | 12 | 46.27 | |  |

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Кр1 | 4. Арматурный каркас |  |  |  |
| 1 |  | Стержень 8 *l*=280 S=150, 300 | 60 | 6.63 |  |
| 2 |  | Стержень 8 *l*=5940 | 4 | 91.56 |  |
|  | C1 | 5. Арматурная сетка |  |  |  |
| 1 |  | Стержень 3 *l*=850 S=250 | 41 | 1.93 |  |
| 2 |  | Стержень 10 *l*=5940 | 6 | 21.97 |  |
|  | Кр2 | 6. Арматурная сетка |  |  |  |
| 1 |  | Стержень 6 *l*=400 S=200 | 84 | 7,46 |  |
| 2 |  | Стержень 3 *l*=5940 | 10 | 3,29 |  |

**Приложение 2.**

Ведомость курсового проекта

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | Формат | Наименование | Кол-во | Примечание |
| 1 | А-4 | Пояснительная записка | 29 |  |
| 2 | А-1 | Графическая часть | 1 |  |