Федеральное агентство по образованию РФ

Пермский Государственный Технический Университет

Строительный факультет

Кафедра строительных конструкций

Курсовой проект

на тему:

«Проектирование семиэтажного ж/б каркаса жилого дома»

Пермь, 2010

Исходные данные на проектирование

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Исходные данные | Ед. измер. | Размеры, величина. |
| 1 | Высота этажа | м | 3,7 |
| 2 | Количество пролетов |  | 4х9 |
| 3 | Сетка колон | м | 5,5х7,2 |
| 4 | Количество этажей |  | 6 |
| 5 | Район строительства |  | г. Екатеринбург |
| 6 | Агрессивность среды |  | сильноагрессивная |
| 7 | Полезная нагрузка на перекрытие | кПа | 4,1 |
| 8 | Тип армирования полки плиты |  | рулонная сетка |

**1. Выбор экономичного варианта**

Схема №1. Главные балки располагаются вдоль здания.

Заданы следующие величины:

* 1. Пролет главных балок: 
  2. Пролет второстепенных балок: 
  3. Пролет плиты: 



Рис. 1 Конструктивная схема монолитного перекрытия

Находим:

1. Высота главных балок: 

 Принимаем 

1. Ширина главных балок: 

 Принимаем 

Высота и ширина главных балок:  

1. Высота второстепенных балок: 

 Принимаем 

1. Ширина второстепенных балок: 

 Принимаем 

Высота и ширина второстепенных балок:  

1. Высота плиты:  (по методическим указаниям).

Необходимо подсчитать расход бетона на все здание.













Общее количество бетона: 

Схема №2. Главные балки располагаются поперек здания.

Заданы следующие величины:

* 1. Пролет главных балок: 
  2. Пролет второстепенных балок: 
  3. Пролет плиты: 



Находим:

1. Высота главных балок: 

 Принимаем 

1. Ширина главных балок: 

 Принимаем 

Высота и ширина главных балок:  

1. Высота второстепенных балок: 

 Принимаем 

1. Ширина второстепенных балок: 

 Принимаем 

Высота и ширина второстепенных балок:  

1. Высота плиты:  (по методическим указаниям).

Необходимо подсчитать расход бетона на все здание.













Общее количество бетона: 

Вывод: в дальнейшем будем рассматривать 2 схему, т. к. для ее реализации требуется меньшее количество бетона.

**2. Расчет монолитной плиты**

**2.1 Сбор нагрузок на 1 м2 плиты**

Таблица 1

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Вид нагрузки | Нормативная нагрузка | Коэффициент надежности по нагрузке, | Расчетная нагрузка |
| I | Постоянная нагрузка |  |  |  |
|  | 1. Конструкция пола:   *Линолеум ,*  *Цементно-песчаная стяжка*  *,* | 0,0286  0,54 | 1,2  1,3 | 0,03432  0,702 |
| 1. Собственный вес плиты   *,* | 1,75 | 1,1 | 1,925 |
| II | Временная нагрузка | 4,1 | 1,2 | 4,92 |
|  | Итого | 6,42 | - | 7,581 |

Расчет монолитной плиты производим по выделенной полосе шириной 1 метр, расположенной вдоль короткой стороны плиты (перпендикулярно второстепенным балкам), т.е. плита рассчитывается как неразрезная балка с шириной сечения 1 метр. Расчетная схема плиты перекрытия приведена на рисунке 3.

;

;

.

**2.2 Расчетное сечение плиты**

Для армирования плиты перекрытия принимаем сварные рулонные сетки из арматуры класса В500 (Rs = 41,5 кН/см2). Класс бетона плиты перекрытия принимаем В15 (Rb =0,85 кН/см2).



Рис. 4. Расчетное сечение

Определим рабочую высоту сечения:

,

где а=25 – защитный слой бетона,

d=6 мм – предварительный диаметр арматуры.

**2.3 Подбор арматуры в среднем пролете**



Площадь рабочей (продольной) арматуры в среднем пролете:



По сортаменту подбираем диаметр и количество стержней рабочей арматуры. Принимаем сетку с продольной рабочей арматурой: 6 стержней диаметром 5 мм, As = 118 мм2. Шаг стержней 160 мм. Поперечные стержни подбираем конструктивно: стержни арматуры В500 диаметром 3 мм с шагом 300 мм.



**2.4 Подбор арматуры в крайнем пролете**



Площадь рабочей арматуры в крайнем пролете:



Из сортамента подбираем диаметр и количество стержней арматуры. Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой: 5 стержней диаметром 3 мм, Asпр = 0,35 см2. Шаг стержней 200 мм. Принимаем:



**3. Расчет второстепенной балки**

Второстепенная балка рассматривается как многопролетная неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Сбор нагрузок на второстепенную балку:

1. Постоянная нагрузка
   * Вес пола и вес монолитной плиты: , где 2 м – расстояние между второстепенными балками в осях.
   * Собственный вес второстепенной балки: .



1. Временная нагрузка

.

**Итого**: расчетная нагрузка .







Для промежуточных значений моменты будем находить по следующим формулам:

,

.

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| х/l | Для крайнего пролета | | | М+ | М- | Для среднего пролета | | | М+ | М- |
| α1 | β1 | β2 | α1 | β1 | β2 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | -0,063 | -0,063 | -0,063 | -51,45 | -51,45 |
| 0,1 | 0,038 | 0,038 | 0,011 | 31,06 | 18,04 | -0,017 | -0,017 | -0,045 | -14,08 | -27,58 |
| 0,2 | 0,066 | 0,066 | 0,018 | 41,75 | 30,73 | 0,018 | 0,018 | -0,03 | 14,56 | -8,59 |
| 0,3 | 0,084 | 0,084 | 0,021 | 68,92 | 38,55 | 0,043 | 0,043 | -0,02 | 35,43 | 5,06 |
| 0,4 | 0,091 | 0,091 | 0,019 | 74,75 | 40,03 | 0,058 | 0,058 | -0,015 | 47,57 | 18,87 |
| 0,5 | 0,089 | 0,089 | 0,014 | 72,80 | 36,64 | 0,063 | 0,063 | -0,012 | 51,45 | 15,28 |
| 0,6 | 0,077 | 0,077 | 0,005 | 63,10 | 28,38 | 0,058 | 0,058 | -0,015 | 47,57 | 18,87 |
| 0,7 | 0,055 | 0,055 | -0,008 | 45,14 | 14,76 | 0,043 | 0,043 | -0,02 | 35,43 | 5,06 |
| 0,8 | 0,023 | 0,023 | -0,025 | 18,93 | -4,21 | 0,018 | 0,018 | -0,03 | 14,56 | -8,59 |
| 0,9 | -0,02 | -0,019 | -0,046 | -16,0 | -29,04 | -0,017 | -0,017 | -0,045 | -14,08 | -27,58 |

Значения поперечной силы на опорах равны:

,

,

.

**3.1Подбор арматуры в крайнем пролете**

Класс бетона В15, . Класс арматуры А – 400, защитный слой бетона . Принимаем . Тогда:

,

, .

Тогда: . Принимаем: .

,

где , , , .

.

- нейтральная ось проходит в полке, следовательно, сечение рассматривается как прямоугольное шириной .

,

Площадь арматуры:

.

( – арматура класса А-400).

Принимаем диаметр стержней 14 мм, их количество 4 штуки.

**3.2 Подбор арматуры в среднем пролете**

,

Площадь арматуры:

.

( – арматура класса А-400).

Принимаем диаметр стержней 18 мм, их количество 2 штуки: () – 218А400.

**3.3Подбор арматуры на опоре**

На опоре балка армируется двумя сетками. Растянутая полка в расчете не учитывается, рассматривается прямоугольное сечение . Принимаем арматуру класса В500, . При назначении рабочей высоты сечения необходимо учесть, что над этими сетками должны располагаться арматурные сетки плиты перекрытия. Тогда:

, задаемся , .

,

Площадь арматуры:

.

( – арматура класса В-500).

Принимаем диаметр стержней 8 мм, их количество 9 штук

() – 98В500 – количество стержней в двух сетках.

Сетки устанавливаются на ширине . Шаг сеток , где - количество стержней. . Сетки раскатываются поперек второстепенной балки, рабочая арматура поперечная. Продольная арматура принимается конструктивно.

С3:  ().

**3.4 Подбор верхней арматуры в пролете**

Крайний пролет

,

,

,

.

Средний пролет

,

.

Т.к. на расстоянии 1/3L момент ни в крайнем, ни в среднем пролете не лежит выше нулевой линии, то расчет на подбор верхней арматуры в пролете не нужен. Верхняя арматура в пролете назначается конструктивно: 28А400.

**3.5 Расчет второстепенной балки на поперечную силу**

Определяется необходимость постановки хомутов:

. Класс бетона В15,  – расчетное сопротивление бетона растяжению.

, т. к. , то хомуты устанавливают по расчету.

Расчет производится из условия:

,

где - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, кН,

- момент, воспринимаемый бетоном, кН\*м,

- длина проекции наиболее опасного сечения на продольную ось элемента, м, где  – полная расчетная нагрузка, действующая на балку,

 – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами, кН,

 – усилие в хомутах на единицу длины элемента, кН/м.

Примем диаметр поперечных стержней 10 мм, класс арматуры А400, . Площадь сечения хомутов равна: .

, примем шаг стержней 200 мм.

Определяем: 



.

, , .

Определяем: .

Определяем шаг поперечных стержней:

В средней части шаг принимаем конструктивно – 300 мм.

По конструктивным соображениям в целях унификации каркасов для балок средних пролетов (каркас К2) принимаем поперечные стержни диаметром 10 мм, с шагом 150 и 300 мм, также как и для каркаса К1 в крайнем пролете.

**3.6 Расчет обрыва стержней в пролете**

,

.

Тогда: ,

.

, .

,

, , , ,

, принимаем .

, принимаем .

**4. Проектирование и расчёт железобетонной многопустотной плиты перекрытия**

**4.1 Исходные данные**

Размеры плиты номинальные, м – 1,2х6,85

Класс напрягаемой арматуры – А800 (А-V)

Класс бетона – В20

Нормативные и расчетные характеристики бетона и арматуры:

Rb=11,5 МПа

Rbt=0,9 МПа

Rb,ser=15 МПа

Rbt,ser=1,35 МПа

Eb=27,5\*103 МПа

γb1 =0,9

Для арматуры А800

Rs=695 МПа

Rs,n=800 МПа

Es=20\*104 МПа

Для арматуры В500 (Вр-I)

Rs=415 МПа

Rs,n=500 МПа

Rsw=300 МПа

Собственный вес плиты = 3 кН/м2

Принимаем предварительно диаметр напрягаемой арматуры = 14 мм и защитный слой бетона а=40 мм.

**4.2 Статический расчет плиты**

Сбор нагрузок на плиту перекрытия

Подсчет нагрузок, действующих на 1 м2 плиты, производится в табличной форме с учетом принятой конструкции пола; нормативное значение собственного веса плиты принимается равным 

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Вид нагрузки | Нормативная нагрузка *qn*, кН/м2 | γ*f* | Расчетная нагрузка *q*, кН/м2 |
| I | Постоянная нагрузка |  |  |  |
| 1 | Собственный вес конструкции пола | 0,5686 | – | 0,7363 |
| 2 | Собственный вес плиты | 3,0 | 1,1 | 3,3 |
|  | Итого | 3,569 | – | 4,036 |
| II | Временная нагрузка: | 4,1 | 1,2 | 4,92 |
| 1 | Кратковременная  (принимаем 6\*1/3) | 1,36 | 1,2 | 1,64 |
| 2 | Длительная (принимаем 6\*2/3) | 2,73 | 1,2 | 3,28 |
|  | Всего | 7,67 | – | 8,96 |
|  | В том числе:  длительная кратковременная | 6,31 1,36 | – 1,2 | 7,32 1,64 |

Определение внутренних усилий

Предварительно определим размеры плиты и расчетный пролет:

Размеры плиты – мм, мм.

Расчетный пролет – .

Согласно расчетной схеме, приведенной на рис. 9, определяем моменты и поперечные силы:

* от полной расчетной нагрузки

;

* от полной нагрузки

;

* от нормативной длительной нагрузки

;

* от нормативной кратковременной нагрузки

;

* от собственного веса

;

* поперечная сила от полной расчетной нагрузки

;

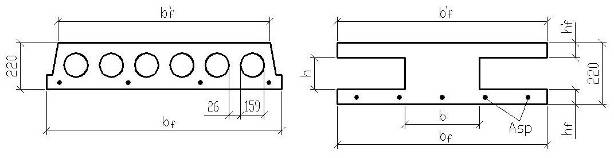
* поперечная сила от полной нормативной нагрузки

.

* 1. **Расчет по предельным состояниям первой группы**

Расчет по I-ой группе предельных состояний многопустотной плиты перекрытия включает в себя расчет по прочности нормальных сечений (подбор продольной рабочей арматуры) и расчет по прочности наклонных сечений (подбор хомутов).

Фактическое сечение плиты (рис. 10) заменяется двутавровым сечением (рис. 11), являющимся расчетным для I-ой группы предельных состояний.



## Рис. 10. Фактическое сечение плиты Рис. 11. Расчетное сечение плиты

*Геометрические характеристики расчетного сечения:*

– ширина плиты по верху

;

– приведенная высота пустоты

;

– суммарная площадь пустот



– приведенная ширина всех пустот



– ширина ребра



– толщина верхней и нижней полок



– рабочая высота сечения



* + 1. **Расчет по нормальному сечению**

Находим положение нейтральной оси:



– относительная высота сжатой зоны бетона



– высота сжатой зоны бетона



Так как  – то нейтральная ось проходит в полке, расчет выполнен верно.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

,

где  – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, для арматуры с условным пределом текучести

;

 – предельная относительная деформация сжатого бетона,

.

Предварительное напряжение:









где  – расстояние по наружным граням упоров формы.

Принимаем ****

Так как минимальные потери напряжений 100 МПа, то в формулу  вводим с коэффициентом ; т.е. .

Уточняем значение :



Отсюда определяем, что

.

Находим , принимая при этом :



В соответствии с требованием п. 3.9 [5] при расчете элементов с высокопрочной арматурой класса А-V при соблюдении условия  расчетное сопротивление арматуры  должно быть умножено на коэффициент . Находим его по формуле:

.

В соответствии с полученной площадью сечения по сортаменту принимаем 6∅12A800 (= 6,79 см2).

Уточняем значение высоты сжатой зоны бетона *х*:



Определяем несущую способность, принимая  равными нулю, по формуле:





Несущая способность плиты обеспечена.

* + 1. **Расчет по наклонному сечению**

Расчет на действие поперечных сил

Прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями проверяем по условию:



Так как  то условие выполнено.

Определяем необходимость постановки поперечной арматуры по выполнению условия:

,

где  – расчетная поперечная сила на опоре;

– минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

,

где  – расчетное сопротивление бетона растяжению;

 – коэффициент, учитывающий предварительные напряжения.

Коэффициент  вычисляется по формуле:



где  – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки;

 – усилие от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне.





Таким образом,



Так как , то требуется постановка поперечной арматуры.

Принимаем четыре каркаса с арматурой ∅4В500 и шагом поперечных стержней 100 мм , тогда

.

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами,

,

где .

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

.

Для этого невыгоднейшее значение *с* при равномерной нагрузке рассчитаем по следующей формуле:

,

где 

.

Отсюда

;

.

.

Условие прочности наклонного сечения по поперечной силе выполнено.

Расчет на действие изгибающего момента

Длина зоны передачи напряжений определяется:

,

где ,

 ( для горячекатаной и термически упрочненной арматуры класса А); .

Расстояние от торца панели до начала зоны передачи напряжений

.

Проверяем выполнение условия прочности:

.

Момент , воспринимаемый напрягаемой арматурой, необходимо учитывать, так как



Рассчитываем этот момент:

;

длина площадки опирания = 10 см.



Определяем момент (), воспринимаемый продольными нижними проволоками каркасов 4∅4В500, ():

= 415 МПа;

;

.

Отсюда

.

Вычисляем момент (), воспринимаемый поперечной арматурой:

;

.

Отсюда



.

Таким образом,



Следовательно, несущая способность обеспечена.

* + 1. **Проверка прочности плиты на действие опорных моментов**

При опирании плиты на стены из кирпича или мелких блоков на опоре создается частичное защемление плиты от веса вышележащей стены. Опорный момент принимается равным 15% от пролетного расчетного момента:

.

С учетом этого определяем  и :

;

.



Находим требуемую площадь арматуры в верхней зоне по формуле:



Увеличим диаметр верхней арматуры каркасов до 5 мм. Проверяем достаточность верхней арматуры в приопорной зоне по принятой арматуре в каркасах 4∅5В500 () и в верхней сетке 7∅5В500 (). Тогда суммарная принятая площадь верхней арматуры

.

Прочность плиты обеспечена.

* 1. **Расчет по предельным состояниям второй группы**

Определение геометрических характеристик

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по расчетному сечению (см. рис. 13).

Находим площадь приведенного сечения:



здесь 

отсюда



Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани (см. рис. 13):

,

где 







Таким образом,



Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести вычислим по формуле:



где 

;

отсюда



Рассчитываем момент сопротивления приведенного сечения:

* относительно нижней грани



* относительно верхней грани

,

здесь 

Находим упругопластический момент сопротивления:

* относительно нижней грани



* относительно верхней грани



При  коэффициент  1,25.

Определяем радиусы инерции:

;

.

* + 1. **Определение потерь предварительного напряжения**

Способ натяжения арматуры электротермический.

Находим первые потери:



Потери от релаксации напряжений в арматуре

.

Потери от температурного перепада в агрегатно-поточной технологии отсутствуют, поэтому .

Потери от деформации формы учитываются в расчете требуемого удлинения при электротермическом натяжении, поэтому .

Потери от деформации анкеров учитываются при расчете удлинения, поэтому .

Следовательно, 

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь



Определяем вторые потери:

* от усадки бетона

;

* от ползучести бетона

,

где  – коэффициент ползучести бетона, при классе бетона В20 и нормальной влажности 40–75% ;

;

;



Отсюда



Суммарные потери



Потери напряжений округляем до 5 МПа. Тогда .

Усилие в арматуре с учетом всех потерь:



* + 1. **Расчет трещинообразования на стадии эксплуатации**

Находим момент трещинообразования:

.

С учетом того, что  получим:



.

Следовательно, от нормативных нагрузок трещины образуются.

* + 1. **Расчет по раскрытию нормальных трещин**

Ширину раскрытия нормальных трещин определяем по формуле:

.

Рассчитаем ширину  раскрытия трещин при действии постоянных и длительных нагрузок (от действия ). При продолжительном действии нагрузки ; для арматуры периодического профиля ; для изгибаемых элементов; предварительно назначаем .

,

где , так как центр усилия совпадает с центром тяжести растянутой арматуры;  ;

, тогда

.

Определяем базовое расстояние между трещинами . Для этого найдем площадь растянутого бетона :

;

, поэтому принимаем ; тогда площадь растянутого бетона



Отсюда

.

Поэтому принимаем .

Получаем:

.

Рассчитаем ширину  раскрытия трещин от кратковременного действия полного момента . При непродолжительном действии нагрузки . Остальные коэффициенты и  те же, что и для .

.

Получаем:

.

Рассчитаем ширину  раскрытия трещин от кратковременного действия момента от постоянных и длительных нагрузок. При непродолжительном действии нагрузки . Остальные коэффициенты и  те же, что и для ; . Получаем:

.

Полную ширину раскрытия трещин (при непродолжительном раскрытии) рассчитываем по формуле:



Трещиностойкость обеспечена.

* + 1. **Расчет прогибов**

При расчете жесткости необходимо определить прогиб для плит, загруженных равномерной нагрузкой и полную кривизну  для элементов с трещинами.

Поскольку рассчитываем пустотную плиту, а деформации таких плит нормируются эстетическими требованиями, то полную кривизну определяем:

.

Так как , то кривизну от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузки  допускается определять:



Коэффициент  находим в зависимости от , , :

;

;

,

где  (принимаем );

 (при продолжительном действии нагрузки ), следовательно,

;

;

;

.

Таким образом, по полученным данным находим по т. 4,5 [5]: .

Кривизну, обусловленную остаточным выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия, определяем по формуле:

,

где ;  находим при



тогда



Отсюда



Теперь мы можем рассчитать кривизну :

.

Проверим, соблюдается ли условие

.

Для этого вычислим следующее:

.

,

где .

Условие соблюдается:

.

Вычисляем полную кривизну:

;

и полный прогиб:

.

Так как , то жесткость плиты по эстетическим требованиям не обеспечена.

## 4.5 Расчет плиты в стадии изготовления, транспортировки и монтажа

**4.5.1 Проверка прочности верхней зоны плиты**

Определяем усилия, действующие на стадии изготовления (см. рис. 14).

Усилие обжатия в предельном состоянии вычисляем по формуле:

,

где ; 



Отсюда



Изгибающий момент относительно верхней зоны

.

Момент над петлей от собственного веса

.

Далее вычисляем  и :





.

При передаточной прочности  определяем .

Определяем требуемое количество арматуры в верхней зоне:



Назначаем продольные стержни верхней сетки плиты 7∅5В500

() и верхние стержни каркасов 4∅5В500 ().

Тогда принятая площадь верхней арматуры



Прочность верхней зоны обеспечена, так как принятая площадь верхней арматуры более требуемой по расчету.

* + 1. **Проверка трещиностойкости верхней зоны плиты**

Проверяем выполнение условия отсутствия трещин при :

.

Рассчитаем :

;





.

При передаточной прочности бетона 



Отсюда



Таким образом,



Трещины в верхней зоне при обжатии не образуются.

**5. Проектирование и расчет ригеля**

* 1. **Исходные данные**

Длина ригеля в осях – 5,5 м.

Расчётный пролёт: 

Расчётные и нормативные характеристики бетона и арматуры:

Бетон В40



Арматура А800



Арматура В500



Принимаем предварительно диаметр напрягаемой арматуры d=25 мм и защитный слой бетона 40 мм.

**5.2 Статический расчет ригеля**

Сбор нагрузок на ригель

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, qn, кН/м | γf | Расчетная нагрузка, qр, кН/м |
| I | Постоянная нагрузка |  |  |  |
| 1 | Собственный вес конструкции пола и плиты | 3,569·7,2=25,7 | - | 4,036·7,2=29,06 |
| 2 | Собственный вес ригеля | 4,8 | 1,1 | 5,28 |
| II | Временная нагрузка | 4,1·7,2=29,52 | 1,2 | 35,42 |
|  | Всего | **60,02** | - | **69,76** |

* 1. **Определение внутренних усилий**

От полной расчётной нагрузки



От собственного веса



От полной расчётной нагрузки



* 1. **Расчет по предельным состояниям первой группы**
     1. **Расчет по нормальному сечению**

Расчётным является прямоугольное сечение.





, не требуется устанавливать сжатую ненапрягаемую арматуру в верхней зоне.



Площадь растянутой напрягаемой арматуры:



Принимаем 4 ∅18 А800, .

* + 1. **Расчет по наклонному сечению**

Расчет на действие поперечной силы

Максимальная поперечная сила в сечении

 кН;

Находим 



Здесь



-усилие предварительного обжатия;





Так как , то требуется постановка поперечной арматуры.

Принимаем два каркаса с арматурой ∅10А400 () и шагом поперечных стержней 150 мм .

Тогда



Поперечная сила, воспринимаемая хомутами





Поперечная сила, воспринимаемая бетоном



Наихудшее значение с при равномерной нагрузке:







Условие прочности наклонного сечения по поперечной силе выполнено.

Расчет на действие изгибающего момента

Длина зоны передачи напряжений

,

где ;

 (для горячекатаной и термически упрочнённой арматуры класса А).

Расстояние от торца панели до начала зоны передачи напряжений:

.

Определяем момент, воспринимаемый продольной напрягаемой арматурой 4 ∅18 А800, , .

;

.

Длина площадки опирания .



Определяем момент, воспринимаемый продольными нижними стержнями каркасов 2∅10А400, , .







Вычисляем момент, воспринимаемый поперечной арматурой:

;

.

Отсюда

;

;



Несущая способность обеспечена.

**5.5 Расчет по предельным состояниям второй группы**

Площадь приведённого сечения



Статический момент площади приведённого сечения относительно нижней грани:





Момент инерции приведённого сечения относительно его центра тяжести



где  – расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до центра тяжести приведённого сечения, .

Рассчитываем момент сопротивления приведённого сечения:

– относительно нижней грани



– относительно верхней грани



– определяем радиусы инерции





Способ натяжения электротермический. Находим первые потери:

.

Потери от релаксации напряжений в арматуре: . Потери от деформации формы учитываются в расчёте требуемого удлинения при электротермическом натяжении, поэтому . Потери от деформации анкеров учитываются при расчёте удлинения, поэтому . Следовательно, . Усилие предварительного обжатия с учётом первых потерь: .

* 1. **Расчет полки ригеля**

Погонная нагрузка на консоль ригеля от плиты:

 кН/м

Расчетная длина консоли:

 мм,

где lk=125 мм – длина консоли ригеля.

Расчетный момент консоли:

;

;

;

.

Площадь требуемой арматуры находим по формуле:

 см2.

Принимаем 5 поперечных стержней ∅4В500,  см2. Шаг стержней 200 мм. Продольные стержни сетки принимаем конструктивно ∅6В500. Шаг стержней 250 мм.

* 1. **Проверка прочности верхней зоны ригеля**

Прочность бетона при расчете принимается равной передаточной  МПа.

Усилие обжатия в предельном состоянии:

,

где  – коэффициент точности натяжения арматуры;

= 533,5 МПа – предварительное напряжение с учетом первых потерь;

 – для стержневой арматуры;

Момент обжатия относительно верхней арматуры:

кНм,

где  мм – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести растянутой арматуры.

Момент от собственного веса в зоне монтажной петли

, кНм

кд – коэффициент динамичности→1,4 (при монтаже)→1,6 (при транспортировке); с – принимается равной 650 мм.

;

.

Определяем требуемое количество арматуры в верхней зоне:

см2,

где  – расчетное сопротивление арматуры растяжению, расположенной в верхней зоне ригеля.

Принимаем 2 ∅18 А400, .

**6.** **Проектирование и расчет колонны**

## Сбор нагрузок

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № | Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| **1** | **От покрытия** |  |  |  |
| 1.1. | Постоянная |  |  |  |
|  | – рулонная гидроизоляция | 0,06 | 1,1 | 0,066 |
|  | – ц/п стяжка | 0,6 | 1,1 | 0,66 |
|  | – утеплитель «пеноплекс» | 0,05 | 1,1 | 0,065 |
|  | – пароизоляция «полиэтилен» | 0,02 | 1,1 | 0,022 |
|  | Итого от кровли: | 0,73 |  | 0,813 |
|  | – собственный вес плиты покрытия | 3,00 | 1,1 | 3,3 |
|  | – собственный вес ригеля | 0,87 | 1,1 | 0,96 |
|  | Итого: | 5,33 |  | 5,89 |
| 1.2. | Временная |  |  |  |
|  | – снеговая | 2,4 | 1,2 | 2,88 |
|  | – в т.ч. длительная | 1,2 | 1,2 | 1,44 |
|  | Итого: | 7,73 |  | 8,766 |
|  | В т.ч. длительная | 6,53 |  | 7,33 |
| **2** | **От перекрытия** |  |  |  |
| 2.1. | Постоянная |  |  |  |
|  | – собственный вес конструкции пола | 0,569 | - | 0,736 |
|  | – собственный вес плиты перекрытия | 3,0 | 1,1 | 3,3 |
|  | – собственный вес ригеля | 0,87 | 1,1 | 0,96 |
|  | Итого: | 4,439 |  | 4,996 |
| 2.2. | Временная |  |  |  |
|  | – полезная | 4,1 | 1,2 | 4,92 |
|  | – в т.ч. длительная | 2,73 | 1,2 | 3,28 |
|  | Итого: | 8,539 |  | 9,916 |
|  | В т.ч. длительная | 5,693 |  | 6,611 |
|  | **Всего от покрытия и перекрытий (n=6):** | 58,964 |  | 68,262 |
|  | В т.ч. длительная | 40,69 |  | 46,996 |

Грузовая площадь: 





Класс бетона для колонн: В35 (,).

Класс продольной арматуры: А400 (,).

Назначаем предварительные размеры колонн:

.

Принимаем колонны прямоугольного сечения: 400х400 мм.

Расчетные длины колонн:  – для рядовых колонн;

 – для колонны подвала.

Собственный вес всех колонн: 

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка от покрытия и перекрытий, кН | | Gк, кН | Расчетная нагрузка, кН | | |
| длительная | кратковременная | длительная | кратковременная | полная |
| 1802,12 | 842,14 | 109,54 | 1911,66 | 842,14 | 2753,8 |

* 1. **Расчет по нормальному сечению**

В первом приближении принимаем:  – процент армирования.

Т.к.  и , то , 

,  определяются по таблицам 3.5, 3.6 пособия к СП 52–101–2003.





По требуемой площади принимаем арматуру 4∅16 А400: .



Проверка несущей способности:



Несущая способность обеспечена.

.

Арматуру хомутов назначаем конструктивно ∅8 А400, исходя из условий свариваемости. Шаг хомутов принимаем 350 мм.

* 1. **Расчет оголовка колонны**

По конструктивным требованиям количество сеток должно быть не менее 4. Зададимся арматурой для сеток: ∅6 А400.

Шаг сеток – S=100 мм ().

Размер ячейки – 60х60 ().

Определяем коэффициент косвенного армирования:



- количество стержней;

 – площадь поперечного сечения одного стержня;

 – конструктивная длина одного стержня;

- площадь бетона между крайними стержнями сетки.



- площадь смятия (принимается по площади пластинки ).

Расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии нагрузки:





Приведенное расчетное сопротивление бетона сжатию с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия:



Проверяем оголовок на смятие:







Условие выполняется.

* 1. **Расчет консоли колонны**

;

;

,

где ;

;

Требуемая площадь арматуры в верхней части консоли:



Принимаем: 2∅18 А400 (). Принимаем пластину из стали С245 толщиной 14 мм.

Арматуру внизу сечения принимаем конструктивно: 2∅18 А400.

Усилие в пластине:





; ; 

Проверка: ;

.

Условие выполняется.

* 1. **Расчет колонны на стадии изготовления, транспортирования и монтажа**

Проверка прочности верхней зоны колонны

Проверяется сечение I–I у мест установки подкладок (рис. 23), где в верхней зоне возникает растяжение от собственного веса колонны.

Нагрузка от собственного веса принимается с коэффициентом динамичности , равным 1,4 при монтаже и 1,6 при транспортировке. Прочность бетона при расчете принимается равной передаточной . При этой прочности соответственно определяются расчетные сопротивления бетона и .

Определяем усилия, действующие на стадии изготовления.

Момент от собственного веса в зоне подкладок:

,

где  – собственный вес колонны, кгс/м;

 – расстояние от торца до подкладок, принимаем 1000 мм.

Момент от собственного веса в середине пролета:

,

Далее по максимальному моменту  вычисляем относительный момент  и коэффициент :





.

Расчетное сопротивление бетона принимаем:

.

Рассчитывается требуемое количество арматуры в верхней зоне:

,

Сравниваем требуемое значение с принятым:



Прочность верхней зоны обеспечена, так как принятая площадь верхней арматуры более требуемой по расчету.

### Проверка трещиностойкости на стадии транспортировки

Проверяем выполнение условия отсутствия трещин по формуле:

.

Рассчитываем пластический момент сопротивления по формуле:

.

Определяем из условия набора прочности бетона 70%:





Проверяем условие: .

Условие не выполнено, следовательно ставим еще одну опору (рис. 24).



Условие выполнено, следовательно трещины не образуются.

**Список используемой литературы**

1. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. /Госстрой России, 2000.
2. СНиП 2.01.07–85\*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. /Госстрой России, 2003.
3. СНиП 2.03.11–85\*. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Стройиздат, 1988.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного натяжения арматуры. – М.: Стройиздат, 1989.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов. – М.: Стройиздат, 1988. Части. 1,2.
6. ГОСТ 21.101–97. Основные требования к проектной и рабочей документации.
7. ГОСТ 21.501–93. Правила выполнения архитектурно–строительных чертежей.
8. Методические указания к курсовому и дипломному проектированию. Проектирование железобетонных многопустотных плит перекрытий. ПермГТУ, 2002.
9. СНиП 52–01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. –24 с.
10. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1991.