**Введение**

Железобетон в строительстве России занимает ведущее место. Масштабность применения железобетона обусловлено его высокими физико-механическими показателями, долговечностью, хорошей сопротивляемостью температурным и влажностным воздействиям.

При прохождении курса «ЖБК и каменные конструкции» необходимо закрепление приобретенных знаний и получение практического опыта в расчете железобетонных конструкций.

Целями выполнения курсового проекта является:

* закрепление пройденного теоретического материала;
* освоение практических методов самостоятельного расчета и конструирования наиболее распространенных видов конструкций: монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами, балочного сборного перекрытия, сборной железобетонной колонны и фундамент под колонну;
* развитие начальных навыков оптимального проектирования конструкций с использованием ЭВМ.

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

4

КП-2069829-270102-02-10

**1 Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами.**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

5

КП-2069829-270102-02-10

Шаг колонн в продольном направлении – 6.00 м;

Шаг колонн в поперечном направлении – 6.60 м;

Врем. нормат. нагр. на перекрытие – 6,0 кН/м2;

Пост. нормат. нагр. от массы пола – 1,2 кН/м2;

Класс бетона монол. констр. и фундамента – В15;

Класс арм-ры монол. констр. и фундамента – А-II;

Влажность окружающей среды – 70%;

Класс ответственности здания – I.

 **1.1 Компоновка конструктивной схемы**

Монолитные ребристые перекрытия состоят из плит, второстепенных балок и главных балок, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Плита опирается на второстепенные балки, а второстепенные балки - на главные балки, опорами которых служат колонны и стены.

Проектирование монолитного перекрытия включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет плит, второстепенных и главных балок, их конструирование. [7, стр. 176]

При компоновке конструктивной схемы главные балки располагаются в поперечном направлении здания, т. е. по наибольшему шагу колонн. Привязка наружных кирпичных стен - 250 мм от разбивочных осей до внутренних граней стен, ширина полосы опирания плиты на стену равна 120 мм.

Расстояния между второстепенными балками назначаются с учетом проектирования плиты балочного типа. Размеры поперечных сечений балок соответствуют унифицированным.

Принимаем конструктивную схему монолитного ребристого перекрытия согласно рис. 1.1.



Рисунок. 1.1 Конструктивная схема монолитного перекрытия

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

6

КП-2069829-270102-02-10

1 – главные балки; 2 – второстепенные балки;

3 – условная полоса шириной 1 м для расчета плиты

Назначаем предварительно следующие значения геометрических размеров элементов перекрытия:

* высота и ширина поперечного сечения второстепенных балок

,

;

* высота и ширина поперечного сечения главных балок



* толщину плиты примем 70 мм при максимальном расстоянии между осями второстепенных балок 2200 мм.

 **1.2. Расчет балочной плиты**

Вычисляем расчетные пролеты и нагрузки на плиту.

Согласно рис. 1.1 и 1.2 получим в коротком направлении:

,

;

а в длинном направлении

.





Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

7

КП-2069829-270102-02-10

Рисунок-1.2 К расчету неразрезной монолитной плиты:

а – расчетные пролеты и схема армирования; б – расчетная схема;

в – эпюра изгибающих моментов.

Поскольку отношение пролетов > 2, то плита балочного типа.

Для расчета плиты в плане перекрытия условно выделяем полосу шириной 1м (см. рис. 1.1). Плита будет работать как неразрезная балка, опорами которой служит второстепенная балка и наружные кирпичные стены. При этом нагрузка на 1 пог. м. плиты будет равна нагрузке на 1 м2 перекрытия. Подсчет нагрузок дан в таблице 1.

Таблица 1.1-Нагрузки на 1 м2 плиты монолитного перекрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка,кН/м2 | Коэффициент надежности | Расчетная нагрузка,кН/м2 |
| Постоянная:* от массы плиты h=0,07 м, (ρ=25кН/м2)
 | 1.75 | 1,1 | 1.925 |
| * от массы пола
 | 0,8 | 1,2 | 0,96 |
| Итого: | 2.55 | - | g = 2,88 |
| Временная | 6 | 1,2 | 7,2 |
| Всего: | 8,55 | - | 10,08 |

С учетом коэффициента надежности по назначению здания расчетная нагрузка на 1 м плиты равна  кН/м (так как класс ответственности здания по заданию - 1 , то ).

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

8

КП-2069829-270102-02-10

Определим изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий (рис. 1.2):

в средних пролетах и на средних опорах



в первом пролете и на первой промежуточной опоре



Так как для плиты отношение, то в средних пролетах, окаймленных по всему контуру балками, изгибающие моменты уменьшаем на 20%, т.е. они будут равны .

По [2] определяем прочностные и деформативные характеристики бетона заданного класса с учетом влажности окружающей среды.

Бетон тяжелый, естественного твердения, класса В15, при влажности 70%:



Подбор сечений продольной арматуры сеток.

* в средних пролетах, окаймленных по контуру балками, и на промежуточных опорах:

,



по приложению IV находим

,

тогда



по приложению III принимаем сетку С1 номер 37 марки  с фактической несущей способностью.

* в первом пролете и на первой промежуточной опоре:



по приложению IV находим

,

тогда

,

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

9

КП-2069829-270102-02-10

дополнительная сетка должна иметь несущую способность продольной арматуры не менее 64761.99 – 36598 = 28163 Н; принимаем сетку С2 номер 33 марки  с фактической несущей способностью.

 **1.3. Расчет второстепенной балки**

Второстепенную балку рассчитывают как неразрезную конструкцию, опирающуюся на главные балки и наружные стены на равномерно распределенную нагрузку, передаваемую плитой, и нагрузку от собственной массы балки.

Вычисляем расчетный пролет для крайнего пролета балки, который равен расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки (рис. 1.3):

.



Рисунок-1.3 К расчету второстепенной балки.

Определим расчетную нагрузку на 1 пог. м второстепенной балки, собираемую с грузовой полосы шириной, равной максимальному расстоянию между осями второстепенных балок (2,4 м).

Постоянная нагрузка:

от собственного веса плиты и пола (см. расчет плиты) кН/м;

от веса ребра балки  кН/м;

Итого: g = 8,16 кН/м.

Временная нагрузка: кН/м;

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

10

КП-2069829-270102-02-10

Итого с учетом коэффициента надежности по назначению здания

кН/м.

(так как класс ответственности здания по заданию - 1 , то )

Изгибающие моменты с учетом перераспределения усилий в статически неопределимой системе (рис.1.3, б) будут равны:

* в первом пролете 
* на первой промежуточной опоре 

Максимальная поперечная сила (на первой промежуточной опоре слева) равна



Согласно задания продольная рабочая арматура для второстепенной балки класса А-II(МПа).

Проверим правильность предварительного назначения высоты сечения



или .

Расчет прочности сечений, нормальных к продольной оси балки, на действие изгибающих моментов.



Рисунок-1.4

а – расчетное сечение в пролете

б – расчетное сечение на опоре

Сечение в пролете (рис.1.4, а) М=71,39 кН·м.

Определим расчетную ширину полки таврового сечения согласно п. 3.16 [2]:

при 

и  (расстояние между осями второстепенных балок), так как 

принимаем 

Вычислим 

Так как ,

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

11

КП-2069829-270102-02-10

то граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной .

Вычислим

.

По  находим , тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна



Принимаем по приложению II 2Ø22А- II (AS = 982мм)

Сечение на опоре В (рис. 1.4, б), М=56,06 кН·м.

Вычислим 



т.е. сжатая арматура не требуется.

По  находим , тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна



Принимаем 5Ø14 A-II (AS=769мм2).

Расчет прочности наиболее опасного сечения балки

на действие поперечной силы.

Выполним расчет прочности наиболее опасного сечения балки на действие

поперечной силы у опоры В слева (рис. 1.5.).



Рисунок-1.5 К расчету прочности наклонного сечения у опоры В слева

По приложению II из условия сварки принимаем поперечные стержни диаметром 8 мм класса A - I (Rsw=175МПа, Es=210000МПа), число каркасов - два (Asw=101мм2). Назначаем максимально допустимый шаг поперечных стержней S = 150 мм согласно требованиям п. 5.27. [2].

Поперечная сила на опоре Qmax=82 кН, фактическая равномерно распределенная нагрузка q1=24 кН/м.

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие по условию (72) [2].

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

12

КП-2069829-270102-02-10

Определяем коэффициенты :

,

,

 отсюда

,

для тяжелого бетона



Тогда



т.е. прочность наклонной полосы балки обеспечена.

По условию (75) [2] проверим прочность наклонного сечения по поперечной силе. Определим величины Мb и qsw:

(см. [2, с. 39]);

так как  принимаем , тогда

;

;



Определим значение Qb,min, принимая  (см. [2, с. 38])



Поскольку

,

следовательно, значение Mb не корректируем.

Согласно п. 3.32 [3] определяем длину проекции опасного наклонного сечения С. Так как

0,56qsw = 0,56·117,83 = 65,98кН/м>q1=29,53кН/м

значение С определяем только по формуле

.

Поскольку

с=1,98м>(φb2/φb3)h0 = (2/0,6)0,37 = 1,23м.

Принимаем С = 1,23 м.

Тогда

;

Q=Qmax-q1c=78-10,08·1,23= 64,77кН.

Длина проекции наклонной трещины будет равна



Так как

с0=0,799м<2h0 = 0,74м,

принимаем c0=0,774м.

Тогда

Qsw= qswс0 = 66,5·0,74 = 49,21кН.

Проверим условие (75) [2]:

Qsw+ Qb = 49,21+34,43=83,64кН>Q=49,21кН;

т.е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Требования п. 3.32 [2] также выполняются, поскольку



Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

13

КП-2069829-270102-02-10

**2 Проектирование балочных сборных перекрытий**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

114

КП-2069829-270102-02-10

 **(Плита с круглыми пустотами)**

По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия принята номинальная ширина плиты 2200мм. Расчётный пролёт плиты при опирании на ригель поверху l0 = l – b/2 l0 = 5900 – 250/2 = 5775мм = 5,775м.

Подсчёт нагрузок на 1м2 плиты перекрытия приведен в таблице 2.1

Таблица 2.1

 Нагрузки на 1м2 плиты перекрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативнаянагрузка,кН/м2 | Коэффициентнадежности понагрузке | Расчетнаянагрузка, кН/м3 |
| Постоянная: |  |  |  |
| * от массы плиты с круглыми пустотами

 | 2,76 | 1,1 | 3,036 |
| * от массы пола (по заданию)
 | 1,2 | 1,2 | 1,44 |
| Итого | 3,96 | - | 4,476 |
| Временная (по заданию) | 6,0 | 1,2 | 7,2 |
| В т. ч.: длительная | 3,5 | 1,2 | 4,2 |
| кратковременная | 1,5 | 1,2 | 1,8 |
| Полная нагрузка | 9,46 | - | 11,676 |
| В т. ч. постоянная идлительная | 7,46 | - | - |

Для расчётов по первой группе предельных состояний:

q = 11,676·2,2·1 = 25,69кН/м

Для расчётов по второй группе предельных состояний:

 полная: qtot = 9,96·2,2·1 = 21,912кН/м

 длительная: ql =7,46·2,2·1 = 16,41кН/м

Расчётные усилия:

для расчётов по первой группе предельных состояний:

,

;

для расчётов по второй группе предельных состояний:

,

;

Нормативные и расчётные характеристики тяжелого бетона класса В35 естественного твердения при атмосферном давлении γb2 = 0,9 (для влажности 70%):

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

15

КП-2069829-270102-02-10

Rbn = Rb,ser = 25,5МПа Rbt = 1,3·0,9 = 1,17 МПа

Rb = 17·1 = 17,55 МПа Eb = 20500 МПа

Rbtn = Rbt,ser = 1,95 МПа

Нормативные и расчётные характеристики напрягаемой арматуры класса

A-VI:

Rsn = Rs,ser = 980МПа Rs = 815 МПа Es = 190000 МПа

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры: σsp= 900МПа.Проверяем условие (1) [2] р=0,05·σsp = 0,05·900 = 45МПа (для механического способа натяжения проволочной арматуры).Так как σsp+р=900+45=945МПа<Rs,ser=980МПа и

σsp–р=900–45=855МПа>0,3· Rs,ser=0,3·980=294МПа, следовательно условие выполняется.

Предварительное напряжение при благоприятном влиянии с учётом точности натяжения арматуры будет равно:

σsp(1 – Δγsp) = 900(1 – 0,1) = 810МПа,

где Δγsp=0,1 согласно п.1.27 [2].

 **2.1 Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы**

Выполняем расчёт прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси, М=110,08. Сечение таврового профиля (см. рис.2.1) с полкой в сжатой зоне.



Рис. 2.1

Согласно п.3.16[2] при h´f/h = 31/220 = 0,14>0,1 расчётная ширина полки

b´f = 2160мм. Вычислим

h0 = h – a = 220 – 30 = 190мм.

Проверяем условие (44) [4]:



то граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной b = b’f = 2160мм согласно п.3.11 [4].

Определим значение

.

Пользуясь приложением IV, находим и .

Вычислим относительную граничную высоту сжатой зоны ξR по формулам п.3.12.[2]. Находим характеристику сжатой зоны бетона

ω = α-0,008·Rb = 0,8 - 0,008·17,55 = 0,660,

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

16

КП-2069829-270102-02-10

где α=0,88 для тяжелого бетона.

Тогда



где  (предварительное напряжение принято с учётом полных потерь равным σsp=0,7·705,6=793,92МПа); σsс,и=500МПа при γb2<1.

Так как , то согласно п. 3.7 , коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести можно принимать равным .

Вычисляем требуемую площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры

.

Принимаем 12Ø6Вр - II(Asр = 679).

 **2.2 Расчёт полки плиты на местную прочность**

Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси:

Qmax=75,46кН q1 = q = 25,69кН

Поскольку п.5.26.[2] допускает не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности сечения плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно п.3.32.[2] или п.3.30.[4].

Проверяем условие (92)[4].

Так как , то условие выполняется.

Проверяем условие (93)[4], принимая приближённо значение Qb1=Qb,min  и с=2,5h0=2,5·0,19=0,475м.

Находим усилие обжатия от растянутой продольной арматуры

.

Вычисляем ,

принимаем φп=0,5. Согласно  φb3=0,4. Тогда

;

Qb1=Qb,min = 53,7кН.

Так как Q= Qmax - q1с = 75,46 – 25,69·0,475 = 63,26кН>Qb1=53,7кН, то для прочности наклонных сечений по расчёту требуется поперечная арматура. Устанавливаем 6Ø3 Вр-I (Asw=42,4мм2, Rsw=270МПа, Es=170000МПа) с шагом S=100мм.

Согласно формуле (72) , проверяем прочность по наклонной полосе ребра плиты между наклонными трещинами. Определяем коэффициенты  и :

,

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

17

КП-2069829-270102-02-10

,

отсюда ; , (для тяжелого бетона).

 Тогда , т.е. прочность бетона ребер плиты обеспечена.

 Прочность наклонного сечения по поперечной силе проверяем из условия (75) . Определяем величины Mb и qsw. Так как для одного ребра имеем , то принимаем ; тогда ; поскольку , принимаем ;



Проверяем условие ; поскольку , условие не выполняется, следовательно, Mb, корректируем:

.

Так как , принимаем с0=0,38м.

Определим длину проекции опасного наклонного сечения с: так как , то значение с вычислим по формуле

; поскольку , принимаем с=0,63м и Qb=Qb,min=84,34кН.

 Так как и , то прочность наклонного сечения обеспечена.

 При этом , т.е. выполнены требования п. 3.32. Кроме того, удовлетворены требования п. 5.27, поскольку S < h/2 = 110мм.

**2.3 Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

18

КП-2069829-270102-02-10

Согласно табл.2.[2], пустотная плита, эксплуатируемая в закрытом помещении и армированная напрягаемой арматурой класса A-VI должна удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, то есть допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной аcrc1=0,3мм и продолжительное аcrc2=2мм. Прогиб плиты от действия постоянных и длительных нагрузок не должен превышать fu = 29,6мм (см. табл. 19.[8]).

Определяем первые потери предварительного напряжения арматуры табл.5.[2]:

* потери от релаксации напряжений в арматуре



* потерь от температурного перепада нет, так как условие твердения бетона естественное;
* потери , σ4 и σ5 отсутствуют.

Таким образом, усилие обжатия с учётом потерь по поз. 1-5 табл.5.[2] равно Р1=(σsp-σ1)Asp = (900-27)679 = 592,77·103 = 592,77кН, а его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения равен еор= у0 – а = 108 – 30 = 78мм.

Определим потери от быстронатекающей ползучести бетона согласно поз. 6 табл.5.[2]. Для этого вычислим напряжение в бетоне σbp в середине пролёта от действия силы Р1 и изгибающего момента Мw от массы плиты. Нагрузка от массы плиты шириной 2,2м равна qw=2,76·2,2=6,072кН/м, тогда

.

Напряжение σbp на уровне напрягаемой арматуры (то есть при у = еор=78мм) будет равно:

.

Напряжения σ’bp на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации равны:



Назначаем передаточную прочность бетона Rbp = 20МПа (), удовлетворяющую требованиям п. 2.6.[2].

Потери от быстронатекающей ползучести бетона равны:

на уровне растянутой арматуры α = 0,25+0,025Rbp = 0,25+0,025·20 = 0,75<0,8;

так как σbp/Rbp=3,3/20= 0,165<α = 0,8, то



(здесь коэффициент 0,85 учитывает тепловую обработку при твердении бетона)

 на уровне крайнего сжатого волокна .

 Первые потери σlos1=σ1+σ6=27+5,61=32,61МПа. Тогда усилие обжатия с учётом первых потерь будет равно Р1=(σsp-σlos1)Asp=(900-32,61)·1357,2= 589,07кН.

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

19

КП-2069829-270102-02-10

Вычислим максимальное сжимающее напряжение в бетоне от действия силы Р1 без учёта собственной массы, принимая у = у0 = 108мм:

.

Так как σbp/Rbp=5, 5/20=0,275<0,95, требования п. 1.29.[2] удовлетворяются.

Определим вторые потери предварительного напряжения по позициям 8 и 9 табл.5.[2]:

* потери от усадки тяжелого бетона: σ8 = σ’8 = 45,5МПа
* напряжения в бетоне от действия силы Р1 и изгибающего момента Мw будут равны σbp =6,19МПа и σ’bp =0,34МПа.

Так как σbp/Rb<0,75, то σ9=150α(σbp/Rbp)=150·0,31·0,85=21,03МПа и σ’9=150α(σ’bp/Rbp)=150·0,017·0,85=5,1МПа.

 Вторые потери σlos2=σ8+σ9 =45,5+21,03=66,53МПа.

Суммарные потери σlos= σlos1+ σlos2= 32,61+66,53=99,14МПа<100МПа, поэтому согласно п.1.25.[2] потери не увеличиваем.

Усилие обжатия с учётом суммарных потерь будет равно

Р2=(σsp-σlos)Asp=(900-100)·679=543,2·103Н=543,2кН.

Проверку образования трещин в плите выполняем по формулам п.4.5 [2] для выявления необходимости расчёта по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчёта по деформациям.

При действии внешней нагрузки в стадии эксплуатации максимальное напряжение в сжатом бетоне будет равно:

,

тогда >1; принимаем φ=1; соответственно



Так как при действии усилия обжатия Р1 в стадии изготовления минимальное напряжение в бетоне (в верхней зоне) составит:

Согласно п.4.5 [2] принимаем: Mr = Mtot = 94,4кНм,

Mrp = P2(eop+rsup) = 543,2·103·(78+56,6) = 73,1·106Нмм = 73,1кНм;



Так как Mcrc =115,4кНм > Mr =73,1кНм, то трещины в нижней зоне не образуются, т.е. не требуется расчет ширины раскрытия трещин.

Расчет прогиба плиты выполняем согласно п. 4.24, 4.25 при условии отсутствия трещин в растянутой зоне бетона.

Находим кривизну от действия постоянной и длительной нагрузок (M=Ml=70,8, ).



Прогиб плиты без учета выгиба от усадки и ползучести бетона при предварительно обжатии будет равен

Изм.

Лист

№ докум

кум.

Подпись

Дата

Лист

20

КП-2069829-270102-02-10



**3 Проектирование неразрезного ригкля**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

21

КП-2069829-270102-02-10

Назначаем предварительные размеры поперечного сечения ригеля. Высота сечения h=(1/10…1/12)l = (1/10…1/12)6600 = 600мм. Ширина сечения ригеля b=(0.3…0.4)h = 250мм.

Вычисляем расчётную нагрузку на 1м длины ригеля. Нагрузка на ригеле от многопустотных плит считается равномерно распределённой. Ширина грузовой полосы на ригель равна шагу колонн в продольном направлении здания 5,9м.

Постоянная нагрузка на ригель будет равна:

- от перекрытия 4,476·6,0·1=26,856кН/м;

- от веса ригеля (сечение 0,25x0,60м) 0,25·0,6·25·1,1·1=3,92кН/м;

ИТОГ: g=26,856+3,92=30,776кН/м

Временная нагрузка υ=6,0·1·7,2=43,2кН/м

Полная нагрузка q=31,73+70,8=63,54кН/м.

В результате диалога с ЭВМ получил уточнённые размеры ригеля и ординаты огибающих эпюр в талончике: h=700мм, b=250мм.

**3.1 Характеристики бетона и арматуры для ригеля**

Бетон тяжёлый, класса В35, γb2 = 0,9 (для влажности 70%), Rb = 17,55МПа, Rbt = 1,17МПа. Продольная рабочая арматура класса А-III, Rs=365 МПа. По приложению IV для элемента из бетона класса В35 с арматурой класса А-III при γb2 = 0,9 находим αR = 0,409 и ξR=0,573.

**3.2 Расчёт прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси**

Подбор продольной арматуры производим согласно п.3.18[3].

Вычисляем , следовательно, сжатая арматура не требуется. По приложению IV при αm =0,28 находим =0,86, тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим по формуле

.

Принимаем 4Ø25 А-III (As=1924мм2).

Сечение на опоре (рис.3.2), М=203,4кНм, h0=505мм.

Вычисляем , =0,795, тогда требуемую площадь растянутой арматуры определим по формуле

.

Принимаем 2Ø32 А-III (As=1609мм2).

Монтажную арматуру принимаем 2Ø12 А-II (As=226мм2).

Расчёт прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси, Qmax=264,2кН q1=q=73,98кН/м.

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней из арматуры класса А-I (Rsw=175МПа, Es=210000МПа) согласно п.3.33,б [3], принимая в опорном сечении h0=512мм.

По формуле (52) [3] при φf=0 и φb2=2 получим

Mb=φb2Rbtbh02=2·1,17·250·5122 =153,9·106Нмм = 153,3кНм.

Находим Qb1= Так как Qb1/0,6 = 213/0,6 = 355кН > Qmax=364,3кН, то требуемую интенсивность поперечных стержней определим по формуле:

.

Так как  , то принимаем qsw=50кН/м.

Проверяем условие (57) [3]: Qb,min=φb3Rbtbh0=0,6·1,7·250·512 = 89,9·103кН; так как qsw=50,кН/м< Qb,min/(2h0) = 116,28/(2·0,512) = 87,75кН/м, то корректируем значение qsw по формуле:



Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

22

КП-2069829-270102-02-10

Согласно п.5.27[2], шаг s1 у опоры должен быть не более h/3=700/3=233,33мм и 500мм, а в пролёте – 3/4h = 3/4·700=525мм и 500мм. Максимально допустимый шаг у опоры по п.3.32[2] будет равен

smax.

Принимаем шаг поперечных стержней у опоры s1=80мм, а в пролёте – s2=400мм, отсюда Asw=qsws1/Rsw=(68,92·180)/175=70,89мм2; принимаем в поперечном сечении два поперечных стержня диаметром 8мм с учётом диаметра продольной арматуры (Asw=101мм2).

Таким образом, принятая интенсивность поперечных стерней у опоры и в пролёте будет соответственно равна:

* qsw1= RswAsw/s1=175·101/180=98,2Н/мм;
* qsw2= RswAsw/s2=175·101/400=44,2Н/мм.

Проверим условие (57) [3]. Так как qsw1=98,2Н/мм > Qb,min/(2h0)= 90Н/мм, а qsw2=44,2Н/мм < Qb,min/(2h0) =90Н/мм, то, согласна п.3.34[3], для вычисления l1(длины участка ригеля с интенсивностью поперечных стержней qsw1) корректируем значения Mb и Qb,min по формулам:



Вычисляем с01=

Изм

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

23

КП-2069829-270102-02-10

Так как q1= 73,98мм <qsw1- qsw2 = 119,46-44.2=109мм, С вычисляем по формуле:

 но не более 

Принимаем С=2м, тогда *l1* будет равно:



Тогда L1=*l1*+0,2м=1,76+0,2=2,01м > 1/4*l*=(1/4)7,2=1,65м.

Принимаем L1=2.01м.

Проверяем прочность по наклонной полосе ригеля между наклонными трещинами: μw = Asw/(bs) = 101/(250·180) = 0,0022; α = Es/Eb =2 10000/24500 = 6.09; φw1 =1+5αμw =1+5·7,24·0,0022 = 1,07; φb1 = 1-βRb = 1-0,01·17,55 = 0,824 тогда

0,3φw1φb1bh0 = 0,3·1,1·0,83·17,55·250·512 = 751,99·103Н = 751,99кН > Qmax= 264,2кН, следовательно, прочность наклонной полосы обеспечена.

Построение эпюры материалов выполняем с целью рационального конструирования продольной арматуры ригеля в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов.

Определяем изгибающие моменты, воспринимаемые в расчётных сечениях, по фактически принятой арматуре.

* Сечение в пролёте с продольной арматурой 2Ø25А-III (рис. 3.4), Аs=982мм2; х=RsAs/(Rbb) = 365·982/(17.55·250) = 819мм, ξ = х/h0 = 81.9/512 = 0,160 < ξR =0,564; тогда

 M=RsAs(h0-0,5x)=365·982·(512-0,5·81.9)=168,8кН/м;

* Сечение в пролёте с продольной арматурой 4Ø25А-III (рис. 3.5), Аs=1963мм2; х=RsAs/(Rbb) = 365·1693/(17.55·250) = 163,8мм, ξ = х/h0 = 268,27/606 = 0,345 < ξR =0,573; тогда

 M=RsAs(h0-0,5x)=365·1963·(508-0,5·163,8)=286.7кН/м;

* Сечение в пролёте с арматурой в верхней зоне 2Ø12А-II (рис. 3.6), Аs=226мм2; х=RsAs/(Rbb) = 280·226/(17·250) = 14,89мм,

 M=RsAs(h0-0,5x)=280·226·(640-0,5·14,89)=40кН/м;

* Сечение у опоры с арматурой в верхней зоне 2Ø32А-III (рис. 3.7), Аs=1609мм2; х=RsAs/(Rbb) = 365·1609/(17.55·250) = 133,9мм, ξ = х/h0 = 133.9\508 = 0,26 < ξR =0,564; тогда

 M=RsAs(h0-0,5x)=365·1609·(508-0,5·133,9)=441,05кН/м

Вычисляем необходимую длину анкеровки обрываемых стержней для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающих моментов в соответствии с п. 3.46[3].

Изм

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

24

КП-2069829-270102-02-10

Для нижней арматуры по эпюре Q графическим способом находим поперечную силу в точке теоретического обрыва стержней диаметром 36мм Q=173,05кН, тогда требуемая длина анкеровки будет равна W1=Q/(2qsw)+5d=150·103/(2·98,2)+5·36=888,7мм=88,8см.

Для верхней арматуры у опоры диаметром 40мм при Q=75кН соответственно получим Wb=85.6·103/(2·98,2)+5·32=595мм=60см.

**4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ И ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

 25

КП-2069829-270102-02-10

Определим нагрузку на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн 6,6х6=39,6м2 и коэффициентом надёжности по назначению здания равным 1:

Постоянная нагрузка от конструкций одного этажа:

* от перекрытия 4,476·39,6·1=177,25кН;
* от собственного веса ригеля сечением 0,25х0,55 длиной 6,6м 0,25·0,55·6,6·25·1,1·1 = 24,96кН;
* от собственного веса колонн сечением 0,3х0,3м и при высоте этажа 3,3м 0,3·0,3·3,3·25·1,1·1=8,17кН.

ИТОГ: 246,75кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа 7,2·39,6·1=285,12кН, в том числе длительная –4,2\*39,6·1=166,32кН.

Постоянная нагрузка от покрытия при нагрузке от кровли и плит 5кН/м2 составит 5·39,6·1=198,1кН, то же с учётом нагрузки от ригеля и колонны верхнего этажа 198+24,96+8,17=231,13кН.

Временная нагрузка от снега для города Казань (4 снеговой район) s=1,5кН/м2 при коэффициенте надёжности по нагрузке 1,4 будет равна 1,5·1,4·39,6·1=83,21кН, в том числе длительная составляющая – 0,5·83,21=41,58кН.

Таким образом, суммарная (максимальная) величина продольной силы в колоне первого этажа (при заданном количестве этажей – 5) будет составлять N=(210,4+285,12)(5-1)+231,1+81,21=2296,34кН; в том числе длительно действующая N*l* = (210,4+166,32)(5-1)+231,1+41,61=1719,51кН.

**4.1 Расчёт и проектирование колонны**

Бетон тяжелый класса В35, Rb=17,55МПа. Продольная рабочая арматура класса А-II, Rcs=280МПа.

Расчёт прочности сечения колонны выполняем по формулам п.3.64[3] на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом, поскольку класс бетона ниже В40, а *l0*=6300мм<20h=20·400=6000мм.

Принимая предварительно коэффициент φ=0,9 вычисляем требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле (119) [3]:



Принимаем 6Ø25А-III (As,tot=2945мм2).

Выполним проверку прочности сечения колонны с учётом площади сечения фактически принятой арматуры.

При N*l*/N==0,77; *l0*/h=3600/400=9 и а’=40мм<0,15h=60мм по приложению IV находим φb= 0,90, φsb=0,91.



Поперечную арматуру в колонне конструируем в соответствии с требованиями п. 5.22[2] из арматуры класса A-I диаметром 10мм, устанавливаемую с шагом S=500мм<20d=20·36=720мм. Принимаем шаг 500мм.

**4.2 Расчёт и проектирование фундамента**

Фундамент проектируем под рассчитанную выше колонну сечением 300х300мм с расчётным усилием в заделке N=2296,34кН.

Для определения размеров подошвы фундамента вычислим нормативное усилие от колонны, принимая среднее значение коэффициента надёжности по нагрузке 1,15: Nn=N/γfm=2296,34/1,15=1996,8кН.

По заданию грунт основания имеет условное расчётное сопротивление R0=0,28МПа, а глубина заложения фундамента Нf=1,5м.

Фундамент должен проектироваться из тяжелого бетона класса В15 (Rbt=0,675МПа) и рабочей арматурой класса А-I, Rs=225МПа.

Принимая средний вес единицы объёма бетона фундамента на обрезах γft=20кН/м3=20·10-6мм3, вычислим требуемую площадь подошвы фундамента по формуле (XII.I) [1]:



Размер стороны квадратной подошвы фундамента должен быть не менее а=

Назначаем размер а=2,9м, при этом давление под подошвой фундамента от расчётной нагрузки будет равно P’s=N/Af,tot=3378,14·103/33002 = 0,31МПа.

Рабочую высоту фундамента определяем по условию прочности на продавливание по формуле (XII.4) [1]:

, то есть

Н = h0+а = 628+50 = 678мм.

По условию заделки колонны в фундаменте полная высота фундамента должна быть не менее Н=1,5hс+250=700мм.

По требованию анкеровки сжатой арматуры колонны Ø36А-II в бетоне класса В35 Н=λапd+250=16·36+250=626мм. Принимаем Н=700мм.

С учётом удовлетворения всех условий принимаем окончательно фундамент высотой Н=850мм, двухступенчатый, с высотой нижней ступени h1=300мм. С учётом бетонной подготовки под подошвой фундамента будем иметь рабочую высоту h0 = Н – а = 850 - 50 = 800мм и для первой ступени h01 = 550-50 = 400мм.

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

26

КП-2069829-270102-02-10

Выполним проверку условия прочности нижней ступени фундамента по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения (b=1мм)

Q=0,5(a-hc-2h0)bP’s=0,5(3300-400-2·800) ·1·0,31=201,5Н.

Так как Qb,min = 0,6Rbtbh01 = 0,6·0,675·1·500 = 202,5Н>Q=201,5Н, то прочность нижней ступени по наклонному сечению обеспечена.

Площадь сечения арматуры подошвы квадратного фундамента определим из условия расчёта фундамента на изгиб в сечениях I-I и II-II.

Изгибающие моменты определим по формуле (XII.7) [1]:

МI=0,125P’s(а- hc)2b=0,125·0,273·(2900-300)2·2900=669·106Нмм;

МII=0,125P’s(а- а1)2b=0,125·0,273·(2900-1000)2·2900=357,46·106Нмм.

Сечение арматуры одного и другого направления на всю ширину фундамента определим из условий:

;

.

Нестандартную сварную сетку конструируем с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой 15Ø20А-III (As =3142мм2), с шагом стержней 200мм.

Фактическое армирование расчётных сечений будет равно:



 

что больше μmin=0,05%.

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

27

КП-2069829-270102-02-10

## **Заключение**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

28

КП-2069829-270102-02-10

При выполнении курсового проекта по дисциплине «Железобетонные конструкции» я овладел методикой расчёта и проектирования таких конструкций как: монолитная и многопустотная плиты, сборная колонна и фундамент, основываясь не только на справочную литературу, но и на поддержку компьютерной программы Н. А. Бородачёва. Выполнил рабочие чертежи проектируемых железобетонных конструкций и детали узлов сопряжения сборных элементов.

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

29

КП-2069829-270102-02-10

# **СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.-М.: Стройиздат, 1985.
2. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов ( к СНиП 2.03.01-84). ЧастьII.-М.: ЦИТП, 1986.
4. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). ЧастьI.-М.: ЦИТП, 1986.
5. Пособие по проектированию предварительно напряжённых железобетонных конструкций из тяжёлых и лёгких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). ЧастьII.-М.: ЦИТП, 1986.
6. СНиП II-27-81. Каменные и армокаменные конструкции.
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.
8. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Дополнение. Раздел 10. Прогибы и перемещения Госстрой СССР.-М.: ЦИТП, 1989.
9. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.
10. Бородачёв Н.А. Программная система для автоматизированного обучения по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» АОС-ЖБК. В 4-х томах/СамАСИ, 1990.
11. Проектирование железобетонных конструкций: Справ. пос./А.Б. Голышев, Б.Я. Бачинский и др.; Под ред. А.Б.Голышева.-К.: Будивельник,1990.

# **СОДЕРЖАНИЕ**

Изм.

Лист

№ докум.

Подпись

Дата

Лист

2

КП-2069829-270102-02-10

 Выполнил

Вавилов А.А.

 Проверил

Сорока М.Д.

Проектирование железобетонных конструкций пятиэтажного здания в г.Казань

Лит.

Листов

29

Кафедра СК

Бланк задания 3

Введение 4

1. Проектирование монолитного ребристого перекрытия с

 балочными плитами 5

 1.1 Компоновка конструктивной схемы 5

1.2 Расчёт балочной плиты 6

1.3 Расчёт второстепенной балки 9

2. Проектирование балочных сборных перекрытий

 (плита с круглыми пустотами) 14

2.1 Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы 15

2.2 Расчёт плиты на местную прочность 16

2.3 Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы 18

3. Проектирование неразрезного ригеля 21

3.1 Характеристики бетона и арматуры для ригеля 21

3.2 Расчёт прочности ригеля по сечениям, нормальным к

 продольной оси 21

4. Проектирование сборной железобетонной колонны и центрально

 нагруженного фундамента под колонну 25

4.1 Расчёт и проектирование колонны 25

4.2 Расчёт и проектирование фундамента 26

*Заключение* 28

*Список использованных источников* 29

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

**ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ**

**ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ**

**«Братский государственный университет»**

**Кафедра “Строительные конструкции”**

 **Курсовой проект**

**Железобетонные и каменные**

 **конструкции**

 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

 ПЯТИЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ В Г. Казань

**Пояснительная записка**

**КП-2069829-ПГС-02-10**

**Выполнил:**

**ст. гр. ПГС-07 А.А Вавилов**

**Проверил:**

**ст. преподаватель М.Д. Сорока**

##  Братск 2010