**Пояснительная записка**

к курсовому проекту

«Расчет предварительно напряженной плиты покрытия типа «2-Т» размером 3х12»

Уфа 2009

1. **Исходные данные**

Бетон класса В35 с расчетными характеристиками при коэффициенте условий работы γb2=0,9: Rb= 17,55 МПа; Rbt= 1,17 МПа; Rb,ser=25,5 МПа; Rbt,ser= 1,95 МПа; Еb= 3,1\*104 МПа. Передаточная проч­ность бетона Rbp = 0,8\*В = 0,8\*35 = 28 МПа; расчетные характеристики бетона для класса, численно равного передаточной прочности (В = Rbp = 28 МПа): = 16 МПа; Rbtp= 1,14 МПа; ,ser =20,6 МПа; t,ser=1,72 МПа; = 28,2\*103 МПа.

Напрягаемая арматура – канаты ø9 К7 из высокопрочной проволоки ø3 Bp-II(Rs= 1145 МПа; Es= 1,8\*105 МПа).

Арматура каркасов и сеток – проволока класса Bp-I (при ø4 мм:Rs= 365 МПа; Rsw= 265 МПа; при ø5: Rs= 360 МПа; Rsw= 260 МПа; Es = 1,7\*105 МПа).

Натяжение арматуры *–* механическое на упоры форм. Изделие подвергается пропарке при атмосферном давлении. К трещиностойкости плиты предъявляются требования 3-й категории.

1. **Нагрузки на плиту**

Нагрузка от веса плиты при γf=1 и γn=0,95:

на 1 м – ==1,614 кН/м;

на 1 м погонный плиты – 1,614\*3= 4,842 кН/м,

где G = A\*l\*γ = 0,2078\*12\*2,5 = 6,234 т – масса панели;

*А =* 2,98\*0,03 + (0,4–0,03)\*0,5\*(0,16+ 0,08)\*2 + 0,04\*0,37\*0,5\*4=0,2078 м2 – площадь поперечного сечения плиты;

B = 3 м – ширина плиты; l = 12 м – длина плиты;

γ = 2,5 т/м3 – плотность бетона.

Сбор нагрузок на плиту приведен в таб. 1. Для расчета полки плиты учтена сосредоточенная нагрузка Рп – 1 кН (вес рабочего с инструментом). Ве­личины расчетных нагрузок приведены с учетом коэффициента надежности γn = 0,95.

Таблица 1

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нагрузки, кПа | γf |
| нормативная | расчетная |
| при γf = 1 | при γf> 1 |
| **Постоянные**Слой гравия, втопленного в мастику – 0,016\*9,81 | 0,357 | 0,149 | 0,194 | 1,3 |
| Рулонный ковер из 3-х слоев на мастике 0,01\*9,81 | 0,098 | 0,093 | 0,121 | 1,3 |
| Асфальтовая стяжка t = 100 мм,γ = 1,8 т/м2 – 1,8\*0,02\*9,81 | 0,353 | 0,336 | 0,436 | 1,3 |
| Утеплитель пенобетон t = 100 мм, γ = 0,5 т/м2 – 0,5\*0,1\*9,81 | 0,49 | 0,466 | 0,606 | 1,3 |
| Обмазочная пароизоляция | 0,052 | 0,05 | 0,065 | 1,3 |
| Вес 1 м2 плиты покрытия | 1,7 | 1,614 | 1,775 | 1,1 |
| Итого | 2,078 | 2,708 | 3,197 |  |
| **Временные**Снеговая для IIIрайона | 1,26 | 1,197 | 1,8 |  |
| Сосредоточенная (только для расчета полки) 1 кН | 1 | 0,95 | 1,14 | 1,2 |

1. **Расчет полки плиты**

Для расчета полки вырезаем полосу шириной 1 м перпендикулярно продольным ребрам и рассматриваем её как однопролетную двухконсольную балку с расчетным пролетомl0 = 1500 мм и консолями а *=* 740 мм.

Переменную толщину полки заменим эквивалентной постоянной и условия равенства площадей.

Площадь сечения продольных ребер

А1= 2\*[0,16\*0,07 + 0,5\*(0,16 + 0,08)\*(0,4 – 0,07)] = 0,1016 м2.

Площадь полки плиты

Af=A-A1= 0,2078–0,1016 = 0,1062 м2

Эквивалентная толщина полки:

Постоянная нагрузка от веса 1 м2 полки при γf= 1,1 и γn =0,95

gf = 0,04\*2,5\*9,81\*1,11,025 кН/м2.

Полная постоянная нагрузка на полку (вес кровли и полки)

*g*= 1,422 + 1,025 = 2,45 кН/м2.

Определение усилий в полке плиты

Расчетные усилия определяем для трех схем загружения полки (рис. 2).

1. При действии постоянной и снеговой нагрузок (схема а):

*МА = Мв = – (g*+ *s) a2/ 2 =* – (2,45 + 1,8)\*0,742/ 2 = -1,163кН-м;

*М1*=*М0–Мв*= *(g*+ *S) l02 /*8*-MA =* (2,45 + 1,8)\*1,52/ 8 – 1,163= 0,032кН-м; *QA,l = – (g+s) a*= – (2,45 + 1,8)\*0,74=-3,15кН;

*QA,r = (g+s (0,5l0+a)* = (2,45 + 1,8) (0,5\*1,5+0,74) – 3,15=3,18 кН;

Момент по грани опоры при *b=*160 мм.

*М=МА + ОA,l\*b/2* = -1,054 + 3,15\*0,16 / 2 = -0,911 кНм.

**2.** Действие постоянной и сосредоточенной нагрузки (схема б):

*МА*= *(g\*a2/*2 + *Р\*а)* = – (2,45 \*0,742 / 2 + 1,14\*0,74) = -1,514 кН-м;

*МВ=-g\*a2*/2= -2,45\* 0,742/2 = -0,671 кНм;

*М'1=g\*l02*/8 – *(МA*+*МB)/2*=2,45\*1,52/8 – (1,514 + 0,671)/2 = -0,403 кНм;

*QA,l= – (ga+ P)* = – (2,45–0,74 + 1,14) = -2,953 кН;

*RA=g (l+ 2а) /* 2+*Р (а+l0*)/*l*0=2,45 (1,5 + 2\*0,74) / 2 +1,14\*(0,74+1,5)/1,5=5,35кН;

*QA,r= Ra – QA,r*= 5,353 -2,953 = 2,4 кН.

Наибольший изгибающий момент по грани опоры А

*М= МA*+ *QA,r\*b/2=*-1,514 + 2,4\*0,16 / 2 = -1,322 кНм.

**3.** При действии постоянной и кратковременной сосредоточенной нагрузок в середине пролета (схема в):

*M*A*= MB=-ga2/2 =* -2,45\*0,742 / 2 = -0,671 кНм;

*M*1=g\**l02/8+P\*l0/4-MA=*2,45\*1,52/8+1,14\*1,5/4–0,671=0,446 кНм;

*QA,l*=-*g\*a=* -2,45\*0,74 = -1,813 кН;

*RA=g(l0+ 2a)/2 + 0,5\*F=* 2,45\*(l, 5 + 2\*0,74)/2 + 0,5\*1,14 = 4,221кН;

*QA,r=Ra – QA,l*= 4,221 – 1,813 =2,408 кН.

Наибольший изгибающий момент по грани опоры

*M*=*МА*+ *QA,r\*b*/ 2 = -0,671 + 1,813\*0,16 / 2 = -0,526 кНм.

Расчетные значения изгибающих моментов в сечениях полки;

– по грани опоры*M*= -1,322 кНм;

– в середине пролета *М1=*0,446 кНм; *М'1=*-0,403 кНм.

Отрицательный момент в начале утолщения полки (на расстоянии 300 мм от оси плиты) при загружении по схеме б определим приближенно, в предположении линейного изменения момента

*M2*=-0,403-

Подбор арматуры полки

Армирование полки выполняем сваркой сеткой из проволоки ø5 Вр-1. Площадь рабочей арматуры на 1 м ширины полки в сечении по грани опоры при*MA*= -1,322 кНм:

*h0=70–10–5=55 мм;*





To же в сечении на расстоянии 300 мм от оси плиты:

*h0=30–10–5=15 мм;*





Принимаем сварную рулонную сетку с поперечной рабочей арматурой ø5 Вр-1 с шагом 100 мм и продольной ø4 Вp-Iс шагом 300 мм.

**4. Расчет продольных ребер**

Расчетный пролет ребра по осям при длине площадки опирания плиты*lsup*= =120 мм



Нагрузка на 1 погонный м плиты при ее ширине *bn=3*м; при:

– постоянная;

в т.ч. собственный вес;

– продолжительно действующая



– полная 

при: полная

Усилия в продольных ребрах:

при: от всей нагрузки 

в т.ч. от продолжительной действующей



при : 



Подбор продольной арматуры ребер

Поперечное сечение плиты заменяем эквивалентным товаром (рис. 3, верхний). При отсутствии поперечных ребер и отношении расчетная ширина полки тавра составит:



средняя ширина ребра тавра ; расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до нижней грани предварительно принимаем a=50 мм.

1. 

2. ,

где ;



;

; при.

Устанавливаем положение нижней границы сжатой зоны



нижняя граница сжатой зоны проходит в полке , поэтому арматуру подбираем как для прямоугольного сечения.

;

;

;

< – нейтральная ось действительно проходит в полке.

Коэффициент:

;

принимаем.

Площадь сечения продольной напрягаемой арматуры:

.

Принимаем 12 ø9 К7 () и располагаем по 6 ø9 К7 в каждом ребре.

Для обеспечения трещиностойкости зоны, наиболее удаленной от линии действия усилия предварительного обжатия, принимаем также верхнюю напрягаемую арматуру в количестве 15% от площади рабочей предварительно напряженной арматуры , т.е. .

В каждом ребре принимаем по одному канату ø9 К7 () которые располагаем в верхней зоне ребра вблизи полки.

Нижние и верхние продольные стержни каркасов принимаем из обыкновенной проволоки ø5 Вр-1 ().

Коэффициент армирования ребер плиты:

.

Определение геометрических характеристик приведенного сечения плиты

В растянутой зоне сечения находятся 12 ø9 К7 () и 2 ø5 Вр-1 (-нижние стержни каркасов); в сжатой зоне -2 ø9 К7 (), 2 ø5 Вр-1 (-верхние стержни каркасов); и 11ø4Вр-1 (-продольные стержни сетки полки).

Площадь приведенного сечения



,

где для арматуры К7;

 для арматуры Вр-1.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:



Расстояние от центра тяжести приведенного сечения:

– до нижней грани ;

– до верхней грани .

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести:





Момент сопротивления относительно нижней грани:



То же с учетом неупругих деформаций сжатого бетона



Момент сопротивления относительно верхней грани



То же с учетом неупругих деформаций бетона



Расстояние от центра тяжести сечения до ядровых точек:

– до верхней 

– до нижней

Расстояния от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры:

– напрягаемой в растянутой зоне 

– напрягаемой в сжатой зоне 

– ненапрягаемой в растянутой зоне

– ненапрягаемой в сжатой зоне 

Определение потерь предварительного напряжения

Для обеспечения требуемой трещиностойкости плиты предварительное напряжение арматуры принимаем максимально допустимым по п. 1/15 [4]:

; для верхней напрягаемой арматуры .

Первые потери

1. От релаксации напряжений в арматуре



1. Потери от температурного перепада отсутствуют , так как нагрев арматуры и формы происходит одновременно.
2. От деформации анкеров при инвентарных зажимах



1. От деформации стальной формы 
2. От быстронатекающей ползучести бетона:

– усилие обжатия с учетом вычисленных потерь





– эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения



– сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры

с учетом разгружающего действия изгибающего момента от веса плиты :



– то же на уровне центра тяжести арматуры 





,

где; принимаем[4, п. 1.25, табл. 5, поз. 6].

Итого первые потери:





Вторые потери

1. От усадки класса бетона В35: 
2. От ползучести бетона:

– напряжения в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь





– то же в ненапрягаемой арматуре ;

– усилие обжатия с учетом первых потерь





– эксцентриситет приложения усилия 





Проверим сжимающее напряжения в бетоне на уровне крайнего волокна в стадии предварительного обжатия (без учета разгружающего действия собственного веса плиты):



требования п. 1.22 [4] выполняется;

– напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры с учетом разгружающего действия веса плиты

;

– то же на уровне центра тяжести 



– припотери от ползучести





Итого вторые потери: 

.

Полные потери предварительного напряжения:





Предварительные напряжения с учетом всех потерь:

в арматуре ;

в арматуре ;

в арматуре ;

в арматуре ;

Усилие обжатия с учетом всех потерь при коэффициенте в арматуре 



.

Эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения



.

Проверку выполним для стадии изготовления и для стадии эксплуатации.

Стадия изготовления

Проверка прочности производится как для сжатого элемента, при этом усилие в напрягаемой арматуре определяется с учетом первых потерь при и вводится в расчет как внешняя продольная сила.

,

приложенная с эксцентриситетом .

Прочность плиты проверяем в местах расположения монтажных петель (на расстоянии м от торцов), где отрицательные моменты от веса плиты суммируются с моментами от действия усилия предварительного обжатия.

Изгибающий момент в этом сечении от веса плиты с учетом коэффициента динамичности :

.

В наиболее обжатой нижней зоне плиты расположена напрягаемая арматура площадью (12 ø9 К7); ненапрягаемую арматуру 2 ø5 Вр-1 в этой же зоне в расчете не учитываем, так как она не удовлетворяет конструктивным требованиям, касающихся сжатой арматуры.

В верхней менее обжатой (растянутой) зоне в этой стадии работают продольные стержни сетки полки (11 ø4 Вр-1) общей площадью , напрягаемая арматура 2 ø9 К7 с площадью и продольные стержни каркасов 2 ø5 Вр-1 с площадью (рис. 5.13, сеч. 1–1 и узел В). Расстояние от центра тяжести всей этой арматуры до верхней грани плиты а=25 мм, рабочая высота сечения .

Расчетный эксцентриситет усилия относительно центра тяжести растянутой (верхней) арматуры

.

Расчетное сопротивление бетона сжатию, соответствующей передаточной прочности с учетом коэффициента [4]:

.

Граничную относительную высоту сжатой зоны бетона принимаем по табл. 33 [4]: . Так как ширина ребра плиты переменна, в первом приближении примем ее для уровня x=170 мм, т.е. , тогда высота сжатой зоны бетона

,

что полностью совпадает с первоначально принятым значением.

Принесущая способность проверяем из условия:







Тогда , т.е. прочность плиты в стадии изготовления обеспечена.

Стадия эксплуатации

Рабочая высота сечения (см. рис. 4).

Коэффициент точности натяжения арматуры ,

гдепри механическом способе натяжения, тогда

и .

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

,

где . Здесь для арматуры класса К7 [4].

Положение нейтральной оси определим из условия

, (1)

где МПа-напряжение, с которым вводится в расчет прочности напрягаемая арматура.

Проверяем условие (1)

-нейтральная ось проходит в полке ().

При проверке условия (1) не учтена сжатая арматура , так как она не удовлетворяет конструктивным требованиям п. 5.39 [4].

Относительная высота сжатой зоны бетона при



Так как, сжатая арматура не требуется.

Коэффициент для высокопрочной арматуры

,

поэтому принимаем .

Относительная высота сжатой зоны бетона при



.

Предельный момент, воспринимаемый сечением:





следовательно, несущая способность нормальных сечений плиты обеспечена.

Проверяем прочность наклонных сечений на действие поперечных сил. Максимальная поперечная сила на опоре.Расчетная ширина сечения ребра .

Выясняем необходимость постановки расчетной поперечной арматуры:

1. Коэффициент, учитывающий влияние сжатых свесов:

,

где .

1. Усилие обжатия  с коэффициентом 



1. Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

, принимаем .

4. , принимаем .

5. -временная нагрузка сплошная.

6. При  <  длину с проекции наклонного сечения принимаем равной .

7. Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном без развития наклонных трещин:



1. Так как , то поперечная арматура по расчету не нужна. Принимаем поперечную арматуру конструктивно из ø4 Вр-1 с шагом 150 мм на приопорных участках длиной с шагом 300 мм на остальной части пролета.

В нашем случае наклонные трещины не развиваются, поэтому проверку прочности наклонной полосы между наклонными трещинами можно не выполнять. Проверим необходимость расчета прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента, поскольку напрягаемая арматура не имеет анкеров на концах. Такой расчет можно не производить, если изгибающий момент М в нормальном сечении, проходящим через конец зоны передачи напряжений, меньше момента образования нормальных трещин, вычисленного с заменой на .

Длина зоны анкеровки (иначе длина зоны передачи напряжений с арматуры на бетон) для предварительно напряженной арматуры по п. 2.26 [4]

,

где значения приняты по п. 2.26 [4].

Начало зоны анкеровки принимаем у торца плиты, тогда изгибающий момент в конце зоны анкеровки:

,

где - расстояние от середины площадки опирания плиты до конца зоны анкеровки.

Для определения момента предварительно вычисляем следующие необходимые параметры:

– напряжение в сжатом волокне бетона



коэффициент, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона:

, принимаем ; расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней (наиболее удаленной от рассматриваемого волокна) ядровой точки с учетом коэффициента .

;

Момент усилия обжатия относительно верхней ядровой точки

.

Момент трещинообразования для нормального сечения, проходящего через конец зоны анкеровки напрягаемой арматуры:

.

Так как момент трещинообразования превышает изгибающий момент от внешних нагрузок , проверку прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента можно не производить.

**5. Расчет плиты по II группе предельных состояний**

Расчет выполняется на усилия от нагрузок с коэффициентом надежности , с расчетным сопротивлением для IIгруппы предельных состояний и коэффициентом точности натяжения .

Проверяем плиту по образованию трещин в нижней и верхней зонах. Рассматриваем сечение в середине пролета плиты.

Стадия изготовления. Образование начальных (верхних) трещин в стадии изготовления возможно из-за приложения усилия обжатия  и проверяется из условия:



Поскольку момент  собственного веса плиты в этом сечении сжимает верхнюю грань, определим его минимальное значение, т.е. без учета коэффициента динамичности:

,

где .

Максимальное напряжение в крайнем сжатом волокне бетона



;

.

Проверяем условие

-начальные трещины не образуются. Знак минус показывает, что собственный вес плиты погашает растягивающие напряжения на верхней грани от момента усилия обжатия.

Стадия эксплуатации. Максимальное напряжение в сжатом бетоне при действии момента 



принимаем ;

.

Момент образования трещин

.

Так как , то при эксплуатационных нагрузках в нижней зоне плиты трещины не образуются.

Проверим образование начальных трещин в сечении, расположенным на расстоянии от торца плиты (в месте расположения монтажной плиты). При подъеме плиты в этом сечении изгибающие моменты от веса плиты и от усилия обжатия имеют один знак, т.е. суммируются, и растягивают верхнюю грань.

Изгибающий момент от собственного веса принимается по его максимально возможному значению, т.е. с учетом коэффициента динамичности .

.

Максимальное напряжение в сжатом бетоне, возникающее в рассматриваемом сечении при подъеме плиты



, оставляем ; .

Проверяем условие, принимая момент от собственного веса со знаком «+»: ,

Следовательно, в сечении, где расположена монтажная петля, при подъеме образуется начальные трещины и необходимо выполнить проверку ширины их раскрытия.

Расчет по раскрытию начальных трещин

Расчет выполняем на непродолжительное действие нагрузки. Исходные данные для расчета:         

Вспомогательные коэффициенты и параметры:



.

Здесь коэффициент принят как при непродолжительном действии нагрузки; (в этой стадии полка растянута).

.

Здесь принимается согласно п. 4.31 [4];







;

.

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной

.

-корректировка не нужна.

Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной



принимаем 

Приращение напряжений в растянутой арматуре



Ширину непродолжительного раскрытия трещин определяем по формуле

,

где - для изгибаемых элементов;-при непродолжительном действии нагрузки; - для арматуры класса К7;



-усредненный диаметр всей растянутой арматуры.

Ширина непродолжительного раскрытия начальных трещин

для арматуры класса К7 [4, табл. 1б].

Предельно допустимый прогиб плиты по п. 2 табл. 3 [4] . Для рассматриваемой конструкции отношениепоэтому полный прогиб плиты принимают равным прогибу , обусловленному только деформациями изгиба.

Поскольку при эксплуатационной нагрузке в растянутой зоне плиты трещины не образуются, полный прогиб определяем по формуле (5.10) после вычисления соответствующих кривизны.

1. Кривизна от кратковременного действия нагрузок



1. Кривизна от постоянных и длительных нагрузок



1. Кривизна выгиба от действия усилия обжатия



4. Приращение кривизны выгиба вследствие усадки и ползучести бетона от действия усилия обжатия



Здесь ;

;

Сумма принимается не менее  - принимаем сумму кривизны равной .

Прогиб плиты в середине пролета



что меньше предельно допустимого прогиба .

**Библиографический список**

1. СНиП 2.03.01–84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1989.
2. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. М., 1985.
3. Сперанский И.М., Сташевский С.Г., Бондаренко С.В. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учеб. Пособие, М.: Высш. шк., 1989.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетонов / ЦНИИ промзданий, НИИЖБ. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. М., 1991.