Расчет и конструирование многопустотной панели покрытия ПК63.15-6Ат800

1. Исходные данные

Для изготовления панели принимаем:

Бетон кл. С12/15 (кл.В15); fск=7,7Мпа; fсtк=0,67Мпа; . Продольную арматуру – из стали класса S400; Rs=365Мпа; и поперечную арматуру из S240; Rs=225Мпа; армирование – сварными сетками в верхней и нижней полках из проволоки класса Вр-I Rs=365Мпа.



2. Нагрузки , Н/м2.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | Вид и расчет нагрузки | Постоянная | Коэф. перегрузки | Расчетная |
| 1 | Постоянная |  |  |  |
|  | 2 слоя изопласта | 100 | 1,1 | 110 |
|  | Цем.-песчаная стяжка толщ.20мм  0,02х18000= | 360 | 1,3 | 468 |
|  | Утеплитель плиты пенополистирольные Y=35кг/м3 толщ. 300мм  350х0,3= | 105 | 1,1 | 116 |
|  | Ж..-бет. пустотная плита т.220мм  Вес плиты/площадь  =41900/1,49х8,98= | 3130 | 1,1 | 3440 |
|  | Итого | 3695 |  | 4140 |
| 2 | Временная снег | 800 | 1,5 | 1200 |
|  | Всего | 4495 |  | 5340 |

Полная нагрузка при расчете панелей qн=4495 qр=5340

Определение нагрузок и усилий

1п.м. панели шириной 150см нагрузка равна, Н/м:

qн=4495х1,5=6740Н/м; qр=5340х1,5=8010Н/м.

l0=6280-24/2=6160мм;

Расчетный изгибающий момент от полной нагрузки:

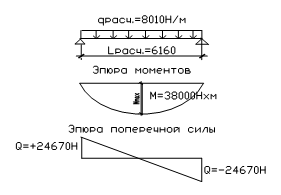


Максимальная поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки:

Q=



Расчетная схема



1. Расчетные данные для подбора сечений.

Панель рассчитываем, как балку прямоугольного сечения с заданными размерами bхh=15х22см, где b – номинальная ширина и h- высота панели. В расчете поперечное сечение пустотной панели приводим к эквивалентному двутавровому сечению. Заменяем площадь пустот прямоугольниками той же площади и того же момента инерции. Вычисляем:

h1=0.9d=0.9х15,9=14,3см;

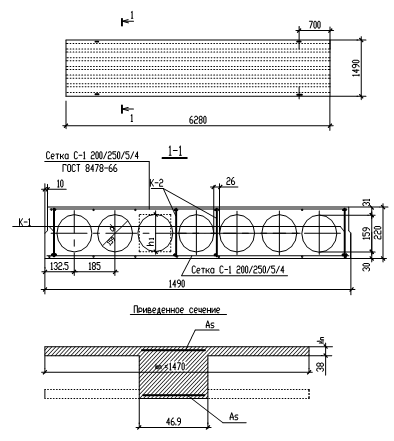
hn=



Приведенная толщина ребер b=147-7 14.3=46.9см



Расчетная ширина сжатой полки



4. Расчет по прочности нормальных сечений.

Предварительно проверяем высоту сечения панели перекрытия из условия обеспечения прочности при соблюдении необходимой жесткости:

h=



где qн=qн+рн=3695+800=4495Н/м2

Принятая высота сечения h=22см достаточна.

Отношение h=3.8/22=0.173в расчет вводим всю ширину полки



Вычисляем по формуле:

А0=



где h0=h-a=22-3=19cм

по табл. 2.11 находим =0,1;



Высота сжатой зоны



нейтральная ось проходит в пределах сжатой зоны полки.



Площадь продольной арматуры.

Аs=



Принимаем 6 ∅10S400 с Аs=4,71см,

а также учитываем сетку 200/250/5/4 ГОСТ 8478-66) Аs.прод.=7 0,116=1,37см2, всего Аs=1.37+4,71=6,08см2, стержни ∅12мм распределяем по 2 в крайних ребрах и по1 в 2х средних ребрах.



5. Расчет по прочности наклонных сечений.

Проверяем условие:

Q≤0.35xfскxγbxbxh0

Q=24600Н<0.35х13.5(100)х0.85х46.9х19=358000Н,

условие удовлетворяется, размеры сечения достаточны.

Проверяем условие необходимости постановки поперечной арматуры для многопустотных панелей по формуле:

Q



Q=24600H<k1 fсtк y=0.60.67(100)0.946.919=32240H,



следовательно количество поперечной арматуры по расчету не требуется.

Поперечную арматуру предусматриваем по конструктивным условиям, располагая ее с шагом не более:



назначаем поперечные стержни диаметром 6мм, класса S240 через 10см у опор на участках длиной ¼ пролета. В конце этих участков, т.е. на расстоянии 5,98/4=1,5м от опоры. В средней части панели для связи продольной арматуры ставим поперечные стержни через 0,5м.

Проверяем прочность наклонного сечения у опоры:

усилие на единицу длины панели, воспринимаемое поперечными стержнями:



где As=0.2833=0.849см2 (для ∅6S240 в трех каркасах).



Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечными стержнями:



значит прочность наклонного сечения обеспечена.

6. Определение прогибов.

Момент в середине пролета равен: от полной нормативной нагрузки:



от постоянной нагрузки



от кратковременной нагрузки



Определяем прогиб панели приближенным методом, используя значения



Для этого предварительно определяем при и арматуре класса S400



Общая оценка деформативности панели по формуле:



т.к.



условие не удовлетворяется, требуется расчет прогибов.

Прогиб в середине пролета панели по формуле:



где - кривизна в середине пролета панели по формуле:



здесь коэфф. к1.кр=0,58; к1дл.=0,48; к2дл=0,39; при и для двутавровых сечений.



Вычисляем прогиб:

что меньше



для элементов перекрытий с плоским потолком

см. табл.8.2.2 – 3см.



7. Расчет панели по раскрытию трещин.

Панель перекрытия относится к третьей категории трещиностойкойсти, как элемент, эксплуатируемый в закрытом помещении и армированный стержнями класса S400. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин ат.кр.=0,4мм и ат.дл.=0,3мм.

Для элементов третьей категории трещиностойкойсти, рассчитываемых по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, при действии кратковременных и длительных нагрузок должно соблюдаться условие:

ат.дл.=ат.1-ат.2+ат.3<ат.пред.

где (ат.1-ат.2) – приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной; ат.3-ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Ширину раскрытия трещин определяем:



где k1=1 – как для изгибающих элементов;

- для стержневой арматуры периодического профиля;



d=1.0 см по расчету

Еа=2,1 105 Мпа – для стали кл.S 400



kc=1.0, т.к. с=3см<0,2h=0.2h=0.222=4.4см;



сД=1,0 – при кратковременных нагрузках;

сД=1,5 – при постоянных и длительных нагрузках.



Определяем Z1:



Здесь 1=0,55; h0=19см;



Находим



Значения L от действия всей нагрузки:



Тоже, от действия постоянной и длительной нагрузки:



Вычисляем при кратковременном действии всей нагрузки:



Продолжаем расчет как тавровых сечений.

Величина



Упругопластический момент сопротивления ж.-бет. таврового сечения после образования трещин:

Wa=As Z1=6.0817.1=104см3



Расчет по длительному раскрытию трещин:

Мдл=26290Нм.



Напряжение в растянутой арматуре при действии постоянных и длительных нагрузок:



Ширина раскрытия трещин от действия постоянной и длительной нагрузок при сД=1,5



Расчет по кратковременному раскрытию трещин:

Мн=31980 Нм; Мдл=26290 Нм;



ат= ат1- ат2+ ат3; где ат3=0,11 мм.

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нагрузок:



Приращение в растянутой арматуре при совместном действии всех нагрузок:

Приращение напряжения от кратковременного увеличения нагрузки от длительно действующей до ее полной величины:



Соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при сД=1



Ширина раскрытия трещин при совместном действии всех нагрузок:

аТ=0,11+0,021=0,123мм < ат.кр=0,3м, т.е. условие удовлетворяется.

См. табл.8.1 пункт б акр.=0.3мм

8. Проверка плиты на монтажные нагрузки.

Панель имеет четыре монтажные петли из стали класса S240, расположенные на расстоянии 70см от концов панели. С учетом коэффициента динамичности qД=1,5 расчетная нагрузка от собственного веса панели равна

q=qД2\*1.1\*2750\*1.19=7200н/м



гдеgn=hпр\*γ=0,11\*25000=2750н/м2 – собственный вес панели; hпр- приведенная толщина панели; γ – плотность бетона, н/м3

а) Расчетная схема



Отрицательный изгибающий момент консольной части панели:

M=q\*l12/2=7200\*0.72/2=1770Н\*м

Этот момент воспринимается продольной монтажной арматурой каркасов.

Полагая, что Z1=0.9h0; требуемая площадь сечения указанной арматуры составляет

:



Что значительно меньше принятой конструктивно арматуры 3Ø6 S240 c Аа=0,85см2